
CENGAGE
Learning®
FUNDAMENTOS DE
INGENIERÍA
GEOTÉCNICA
cuarta edición
BRAJA M. DAS

Fundamentos de ingeniería geotécnica

Cuarta edición

BRAJA M. DAS

Fundamentos de ingeniería geotécnica

Cuarta edición

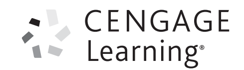
BRAJA M. DAS

Traducción:

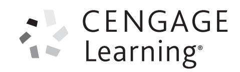
Javier León Cárdenas
Profesor de Ciencias Básicas
Escuela Superior de Ingeniería Química e Industrias Extractivas
Instituto Politécnico Nacional

Revisión técnica:

Ing. Leticia García Maraver
Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura
Instituto Politécnico Nacional



Australia • Brasil • Corea • España • Estados Unidos • Japón • México • Reino Unido • Singapur



Fundamentos de ingeniería geotécnica
Cuarta edición
Braja M. Das.

Presidente de Cengage Learning Latinoamérica:
Fernando Valenzuela Migoya

Director Editorial, de Producción y de Plataformas Digitales para Latinoamérica:
Ricardo H. Rodríguez

Editora de Adquisiciones para Latinoamérica:
Claudia C. Garay Castro

Gerente de Manufactura para Latinoamérica:
Raúl D. Zendejas Espejel

Gerente Editorial de Contenidos en Español:
Pilar Hernández Santamarina

Gerente de Proyectos Especiales:
Luciana Rabuffetti

Coordinador de Manufactura:
Rafael Pérez González

Editor:
Sergio R. Cervantes González

Diseño de portada:
Anneli Daniela Torres Arroyo

Imagenes de portada:
© Cornelius/Dreamstime
© Anriphoto/Dreamstime

Composición tipográfica:
Ediciones OVA

Traducido del libro
Fundamentals of Geotechnical Engineering, 4th Edition
Braja M. Das
Publicado en inglés por Cengage Learning © 2013
ISBN: 978-1-111-57675-2

Datos para catalogación bibliográfica:
Das, Braja M.
Fundamentos de ingeniería geotécnica
Cuarta edición

ISBN: 978-607-519-373-1

Visite nuestro sitio en:
http://latinoamerica.cengage.com

Impreso en México
1 2 3 4 5 6 7 17 16 15 14

Para nuestra nieta, Elizabeth Madison

Contenido

Prefacio

Fundamentos de ingeniería de cimentaciones y *Fundamentos de ingeniería geotécnica* se publicaron originalmente en 1984 y 1985, respectivamente. Estos textos fueron bien recibidos por los instructores, estudiantes y profesionales por igual. Dependiendo de las necesidades de los usuarios, los textos fueron revisados y se encuentran actualmente en su séptima edición. Estos textos han sido traducidos a varios idiomas.

Hacia finales de 1998 hubo varias peticiones para preparar un solo volumen que fuera de la naturaleza concisa pero que combinara los componentes esenciales de los *Fundamentos de ingeniería en cimentaciones* y los *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. En respuesta a esas peticiones, la primera edición de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* se publicó en 2000, seguida por la segunda y tercera ediciones de 2005 y 2008, respectivamente. Estas ediciones incluyen los conceptos fundamentales de la mecánica de suelos, así como técnicas de cimentación, incluida la capacidad de carga y asentamiento de cimentaciones superficiales (zapatas y mallas extendidas), muros de contención, cortes apuntalados, pilotes y pozos perforados.

Esta cuarta edición se ha revisado y elaborado con base en los comentarios recibidos de varios revisores y usuarios sin necesidad de cambiar la filosofía en la que el texto se redactó originalmente. Al igual que en las ediciones anteriores, las unidades SI se utilizan en todo el texto. Esta edición consiste de 19 capítulos y un apéndice. Entre los principales cambios respecto a la tercera edición se incluyen los siguientes:

- En el capítulo 2 sobre "Origen de los depósitos del suelo, tamaño de grano y forma", se ha añadido el proceso de la formación de diversos tipos de rocas (es decir, el ciclo de las rocas).
- "Relaciones peso-volumen y plasticidad" es ahora el capítulo 3. "Clasificación de suelos" se presenta por separado en el capítulo 4.
- En el Capítulo 5 sobre "Compactación de suelos" se han añadido varias relaciones empíricas desarrolladas recientemente para estimar el peso específico seco máximo y el contenido óptimo de humedad.
- "Conductividad hidráulica" y "Filtración" se presentan ahora en dos capítulos separados (capítulos 6 y 7). La construcción neta de flujo anisotrópico en suelos es un tema añadido en el capítulo 7 sobre "Filtración".
- El capítulo 11 sobre "Mejoramiento del suelo" es un capítulo nuevo y brevemente trata temas relacionados con estabilizaciones químicas y mecánicas. Los temas cubiertos por la estabilización mecánica como vibroflotación, compactación dinámica, voladura,

precompresión y drenes de arena han sido recopilados de capítulos sobre la compactación y consolidación que aparecieron en las ediciones anteriores.
- “Exploración del subsuelo” (capítulo 12) se ha colocado antes del capítulo sobre “Estabilidad de taludes” (capítulo 13). Se ha añadido una sección sobre exploración geofísica al capítulo 12.
- El capítulo 15 sobre “Muros de contención y cortes apuntalados” se presenta ahora antes del capítulo sobre “Cimentaciones poco profundas: capacidad de carga” (capítulo 16).
- El capítulo de cimentaciones poco profundas presentadas en el capítulo 12 de la tercera edición ya ha sido tratado en sendos capítulos: “Capacidad de carga”, en el capítulo 16, y “Asentamiento” en el capítulo 17. El capítulo 17 sobre “Asentamiento de cimentaciones poco profundas” se ha dedicado a la estimación del asentamiento elástico sólo a partir del asentamiento de consolidación discutido en el capítulo 9.
- “Pilotes de cimentación” y “Pozos perforados” se presentan ahora en dos capítulos separados (capítulos 18 y 19).
- Se ha añadido un nuevo apéndice sobre “Geosintéticos”, introduciendo en primer lugar a los lectores al geotextil y la geomalla en su relación con la construcción de muros de contención de tierra estabilizada mecánicamente (MSE).
- La mayoría de los problemas de ejemplo y problemas de tarea son nuevos.
- Se ha añadido una serie de nuevas fotografías.

En el aula es importante hacer hincapié en la diferencia entre la mecánica de suelos y las cimentaciones. La mecánica de suelos es la rama de la ingeniería que implica el estudio de las propiedades de los suelos y su comportamiento bajo esfuerzos y las deformaciones en condiciones idealizadas. La cimentación aplica los principios de la mecánica de suelos y la geología en la planeación, el diseño y construcción de cimentaciones de edificios, carreteras, presas, etc. A partir de las condiciones idealizadas de la mecánica de suelos se hacen necesarias aproximaciones y deducciones para el diseño adecuado de cimientos, ya que, en la mayoría de los casos, los depósitos naturales del suelo no son homogéneos. Sin embargo, para que una estructura funcione correctamente, estas aproximaciones pueden ser realizadas sólo por un ingeniero que tenga una buena formación en mecánica de suelos. Este libro proporciona ese respaldo.

Fundamentos de ingeniería geotécnica está abundantemente ilustrado para ayudar a los estudiantes a entender el material. En cada capítulo se incluyen varios ejemplos. Al final de cada uno de los capítulos se proporcionan problemas para la asignación de tarea y todos ellos están en unidades del SI.

Materiales y recursos para el instructor (en inglés)

Un Manual de soluciones del instructor y diapositivas de PowerPoint detalladas de figuras y tablas, así como ecuaciones y ejemplos del libro, están disponibles para los instructores a través de un sitio web protegido por contraseña.

Materiales y recursos para el estudiante (en inglés)

Preguntas de autoevaluación de opción múltiple con respuestas para cada capítulo están disponibles para los estudiantes en el sitio web del libro. Los estudiantes también pueden beneficiarse de estas preguntas como una herramienta práctica en la preparación para exámenes de licencias profesionales de ingeniería.

Para acceder a los materiales adicionales del curso, visite por favor www.cengagebrain.com. En la página de inicio de cengagebrain.com busque el ISBN del título en inglés, utilizando el cuadro de búsqueda en la parte superior de la página. Esto le llevará a la página del producto en

donde se pueden encontrar estos recursos. Si necesita una contraseña, vaya a www.cengage.com/engineering y siga las indicaciones para los Recursos del instructor.

Deseo reconocer a las siguientes personas por sus útiles revisiones y comentarios sobre el manuscrito:

Fred Boadu, Duke University
Antonio Carraro, Colorado State University
Ashraf S. Elsayed, Arkansas State University
David Elton, Auburn University
Syed Waqar Haider, Michigan State University
Andrew Heydinger, University of Toledo
Jonathan Istok, Oregon State University
Sanjay K. Shukla, Edith Cowan University, Australia

Mi esposa, Janice, ha sido una fuente constante de inspiración y ayuda en la realización del proyecto. También me gustaría agradecer a Christopher Shortt, Editor; Randall Adams, Editor Senior de Adquisiciones; Hilda Gowans, Editor Senior de Desarrollo; Lauren Betsos, Gerente de Marketing, todos de Cengage Learning, y a Rose Keman, de Servicios Editoriales RPK, por su interés y paciencia durante la revisión y elaboración del manuscrito.

BRAJA M. DAS
Henderson, Nevada

CAPÍTULO 1

Ingeniería geotécnica: desde el principio

1.1 Introducción

Para propósitos de ingeniería, el *suelo* se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) con líquido y gas en los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se utiliza como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y con cimientos estructurales. Por lo tanto, los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como el origen, la distribución de tamaño de grano, la capacidad de drenar el agua, compresión, resistencia al corte y la capacidad de soporte de carga. La *mecánica de suelos* es la aplicación de la ciencia física que se ocupa del estudio de las propiedades físicas del suelo y el comportamiento de las masas de suelos sometidos a diferentes tipos de fuerzas. La *ingeniería de suelos* es la aplicación de los principios de la mecánica de suelos a problemas prácticos. La *ingeniería geotécnica* es la rama de la ingeniería civil que enfoca su estudio en las propiedades mecánicas e hidráulicas de suelos y rocas, tanto en superficie como en el subsuelo, incluyendo la aplicación de los principios de la mecánica de suelos y mecánica de rocas en el diseño de los cimientos, estructuras de contención y las estructuras de tierra.

1.2 La ingeniería geotécnica antes del siglo XVIII

El registro de la primera persona que utilizó el suelo como material de construcción se pierde en la antigüedad. En términos de ingeniería civil, la comprensión de la ingeniería geotécnica, como se conoce hoy en día, comenzó a principios del siglo XVIII (Skempton, 1985). Durante años, el arte de la ingeniería geotécnica se basó sólo en las experiencias del pasado a través de una sucesión de experimentos sin ningún carácter científico real. En base a estos experimentos, muchas estructuras fueron construidas, algunas de las cuales se han derrumbado, mientras otras se mantienen en pie.

La historia escrita nos dice que las civilizaciones antiguas florecieron a lo largo de las orillas de los ríos, como el Nilo (Egipto), el Tigris y el Éufrates (Mesopotamia), el Huang Ho (río Amarillo, China) y el Indo (India). Hay diques que datan de alrededor del año 2000 a.C. y fueron construidos en la cuenca del Indo para proteger la ciudad de Mohenjo Dara (que se convirtió en Pakistán después de 1947). Durante la dinastía Chan en China (1120 a.C. a 249 a.C.), muchos diques fueron construidos para el riego. No hay evidencia de que se hayan tomado medidas para estabilizar los cimientos o comprobar la erosión causada por las inundaciones

Tabla 1.1 Las pirámides más grandes de Egipto

Pirámide/Faraón	Localización	Reinado del faraón
Djoser	Saqqara	2630–2612 a.C.
Sneferu	Dashur (Norte)	2612–2589 a.C.
Sneferu	Dashur (Sur)	2612–2589 a.C.
Sneferu	Meidum	2612–2589 a.C.
Khufu	Giza	2589–2566 a.C.
Djedefre	Abu Rawash	2566–2558 a.C.
Khafre	Giza	2558–2532 a.C.
Menkaure	Giza	2532–2504 a.C.

(Kerisel, 1985). La antigua civilización griega utilizó zapatas aisladas y cimientos de madera para la construcción de estructuras. Alrededor del año 2700 a.C. se construyeron varias pirámides en Egipto, la mayoría de las cuales fueron construidas como tumbas para los faraones del país y sus consortes durante los periodos del Imperio Antiguo y Medio. La tabla 1.1 enumera algunas de las principales pirámides identificadas por el faraón que ordenó su construcción. A partir de 2008 se han descubierto un total de 138 pirámides en Egipto. La figura 1.1 muestra una vista de las pirámides de Giza. La construcción de las pirámides plantea desafíos formidables sobre cimentaciones, estabilidad de taludes y la construcción de cámaras subterráneas. Con la llegada del budismo a China durante la dinastía Han del Este en el 68 d.C. se construyeron miles de pagodas. Muchas de estas estructuras fueron construidas con limo y blandas capas de arcilla. En algunos casos la presión de base excede la capacidad de soporte de carga del suelo y con ello causó grandes daños estructurales.

Uno de los ejemplos más famosos de los problemas relacionados con la capacidad de soporte del suelo en la construcción de estructuras anteriores al siglo XVIII es la Torre de Pisa



Figura 1.1 Vista de las pirámides de Giza (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)



Figura 1.2 Torre inclinada de Pisa, Italia (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

en Italia (figura 1.2). La construcción de la torre comenzó en 1173 d.C., cuando la República de Pisa era próspera, y continuó en varias etapas durante más de 200 años. La estructura pesa alrededor de 15 700 toneladas métricas y está soportada por una base circular que tiene un diámetro de 20 m. La torre se ha inclinado en el pasado hacia el este, norte, oeste y, por último, hacia el sur. Investigaciones recientes mostraron que existe una capa de arcilla débil a una profundidad de aproximadamente 11 m, la compresión ha provocado que la torre se incline. Se ha desviado más de 5 m de la alineación con la altura de 54 m. La torre fue cerrada en 1990 porque se temía que iba a caer o colapsar. Recientemente se ha estabilizado mediante la excavación del suelo de la parte norte de la torre. Se retiraron alrededor de 70 toneladas métricas de tierra en 41 extracciones por separado que extendieron el ancho de la torre. A medida que el suelo se asentó gradualmente para llenar el espacio resultante, la inclinación de la torre disminuyó. La torre ahora está inclinada 5 grados. El cambio en medio grado no es perceptible, pero hace a la estructura considerablemente más estable. La figura 1.3 es un ejemplo de un problema similar. Las torres mostradas en la figura 1.3 se encuentran en Bolonia, Italia, y fueron construidas en el



Figura 1.3 Inclinación de la Torre de Garisenda (izquierda) y la Torre Asinelli, en Bolonia, Italia (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

siglo XII. La torre de la izquierda es la Torre Garisenda. Tiene 48 m de altura y pesa alrededor de 4210 toneladas métricas. Se ha inclinado aproximadamente 4 grados. La torre de la derecha es la torre Asinelli, que es de 97 m de altura y pesa 7300 toneladas. Se ha inclinado aproximadamente 1.3 grados.

Después de encontrarse con varios problemas relacionados con la cimentación durante la construcción en los siglos pasados, los ingenieros y científicos comenzaron a estudiar las propiedades y el comportamiento de los suelos de una manera más metódica comenzando en la primera parte del siglo XVIII. Basado en el énfasis y la naturaleza del estudio en el área de la ingeniería geotécnica, el lapso de tiempo que se extiende desde 1700 hasta 1927 se puede dividir en cuatro periodos principales (Skempton, 1985):

1. Periodo Preclásico (1700 a 1776)
2. Mecánica de suelos: periodo Clásico-Fase I (1776 a 1856)

3. Mecánica de suelos: periodo Clásico-Fase II (1856 a 1910)
4. Mecánica de suelos moderna (1910 a 1927)

A continuación se analizan descripciones breves de algunos desarrollos importantes durante cada uno de estos periodos.

1.3 Periodo Preclásico de la mecánica de suelos (1700-1776)

Este periodo se concentró en los estudios relativos a la pendiente natural y pesos unitarios de diversos tipos de suelos, así como las teorías de empuje semiempíricas. En 1717, un ingeniero real francés, Henri Gautier (1660-1737), estudió la pendiente natural de los suelos cuando se inclinó sobre una pila para formular los procedimientos de diseño de muros de contención. La *pendiente natural* es lo que hoy conocemos como el *ángulo de reposo*. Según este estudio, la pendiente natural de la *arena seca limpia* y la *tierra común* fueron de 31° y 45°, respectivamente. Además, los pesos unitarios de la arena seca limpia y la tierra común fueron recomendados para ser 18.1 kN/m^3 y 13.4 kN/m^3, respectivamente. No se informó de los resultados de pruebas en arcilla. En 1729, Bernard Forest de Belidor (1694-1761) publicó un libro de texto para los ingenieros militares y civiles en Francia. En el libro propuso una teoría para la presión lateral de la tierra sobre los muros de contención que fue un seguimiento al estudio original de Gautier (1717). También especifica un sistema de clasificación de suelos de la manera mostrada en la siguiente tabla.

Clasificación	Peso unitario kN/m^3
Roca	—
Arena firme o dura	16.7 a
Arena compresible	18.4
Tierra común (como la que se encuentra en lugares secos)	13.4
Tierra suave (limo primario)	16.0
Arcilla	18.9
Turba	—

Los primeros resultados de las pruebas de un modelo de laboratorio sobre un muro de contención de 76 mm de altura construido con relleno de arena fueron reportados en 1746 por un ingeniero francés, Francois Gadroy (1705-1759), quien observó la existencia de planos de deslizamiento en el suelo como una falla. El estudio de Gadroy fue resumido más tarde por J. J. Mayniel en 1808. Otra contribución notable durante este periodo fue la del ingeniero francés Jean Rodolphe Perronet (1708-1794), quien estudió la estabilidad de taludes alrededor del año 1769 y distinguió entre la tierra intacta y saturada.

1.4 Mecánica de suelos Clásica-Fase I (1776-1856)

Durante este periodo, la mayor parte de los desarrollos en el área de la ingeniería geotécnica vino de ingenieros y científicos en Francia. En el periodo Preclásico prácticamente todas las consideraciones teóricas utilizadas en el cálculo de la presión lateral de la tierra sobre los muros de contención se basaban en una superficie de falla apoyada arbitrariamente en el suelo. En su

famoso trabajo presentado en 1776, el científico francés Charles Augustin de Coulomb (1736-1806) utilizó los principios de cálculo de máximos y mínimos para determinar la verdadera posición de la superficie de deslizamiento en el suelo detrás de un muro de contención. En este análisis Coulomb utiliza las leyes de la fricción y la cohesión de los cuerpos sólidos. En 1790, el distinguido ingeniero civil francés Gaspard Marie Claire Riche de Brony (1755-1839) incluye la teoría de Coulomb en su libro de texto más importante, *Nouvelle Arquitectura Hydraulique* (vol. 1). En 1820, los casos especiales de trabajo de Coulomb fueron estudiados por el ingeniero francés Jacques Frederic Francais (1775-1833) y por el profesor de mecánica aplicada francés Claude Louis Marie Henri Navier (1785-1836); estos casos especiales relacionados con rellenos y rellenos de apoyo con recargo inclinados. En 1840, Jean Victor Poncelet (1788-1867), un ingeniero del ejército y profesor de mecánica, extendió la teoría de Coulomb, proporcionando un método gráfico para determinar la magnitud de la presión lateral de la tierra en las paredes de retención verticales e inclinadas con superficies poligonales de tierra arbitrariamente rotas. Poncelet fue también el primero en utilizar el símbolo ϕ para el ángulo de fricción del suelo. Él también proporcionó la primera teoría sobre cojinetes de capacidad extrema en cimentaciones superficiales. En 1846, el ingeniero Alexandre Collin (1808-1890) proporcionó los detalles de deslizamientos profundos en las laderas de arcilla, cortes y terraplenes. Collin teorizaba que, en todos los casos, la falla se lleva a cabo cuando la cohesión movilizada excede la cohesión existente del suelo. También observó que las superficies reales de fallo pueden ser aproximadas como arcos de cicloides.

El final de la primera fase del periodo Clásico de la mecánica de suelos está generalmente marcada por el año (1857) de la primera publicación de William John Macquorn Rankine (1820-1872), profesor de ingeniería civil en la Universidad de Glasgow. Este estudio proporciona una teoría notable sobre el empuje y el equilibrio de las masas de tierra. La teoría de Rankine es una simplificación de la teoría de Coulomb.

1.5 Mecánica de suelos Clásica-Fase II (1856-1910)

Varios resultados experimentales de las pruebas de laboratorio en la arena aparecieron en la literatura en esta fase. Una de las publicaciones iniciales y más importante es la del ingeniero francés Henri Philibert Gaspard Darcy (1803-1858). En 1856 publicó un estudio sobre la permeabilidad de los filtros de arena. En base a dichas pruebas Darcy define el término de *coeficiente de permeabilidad* (o conductividad hidráulica) del suelo, un parámetro muy útil en la ingeniería geotécnica hasta hoy día.

Sir George Howard Darwin (1845-1912), profesor de astronomía, llevó a cabo pruebas de laboratorio para determinar el momento de vuelco en una pared de arena con bisagras de retención en los estados suelto y denso de la compactación. Otra contribución notable, que fue publicada en 1885 por Joseph Valentin Boussinesq (1842-1929), fue el desarrollo de la teoría de la distribución de tensiones bajo las áreas de rodamientos cargados en un medio homogéneo, semiinfinito, elástico e isótropo. En 1887, Osborne Reynolds (1842-1912) demostró el fenómeno de dilatancia en la arena. Otros estudios notables durante este periodo son aquellos hechos por John Clibborn (1847-1938) y John Stuart Beresford (1845-1925) en relación con el flujo de agua a través del lecho de arena y la presión de elevación. El estudio de Clibborn se publicó en el *Tratado de ingeniería civil, vol. 2: Trabajo de riego en la India*, Roorkee, 1901, y también en el *Documento Técnico núm. 97* del Gobierno de la India, 1902. El estudio de Beresford de 1898 sobre la elevación de la presión en el Narora Weir en el río Ganges se ha documentado en el *Documento Técnico núm. 97* del Gobierno de la India, 1902.

1.6 Mecánica de suelos moderna (1910-1927)

En este periodo, los resultados de la investigación llevada a cabo en arcillas se publicaron y se establecieron las propiedades y los parámetros fundamentales de la arcilla. Las publicaciones más relevantes se describen a continuación.

Alrededor de 1908, Albert Mauritz Atterberg (1846-1916), un químico y científico sueco del suelo, define las *fracciones de arcilla* de tamaño natural como el porcentaje en peso de partículas menores de 2 micras de tamaño. Se dio cuenta de la importancia del papel de las partículas de arcilla en un suelo y la plasticidad de los mismos. En 1911 explicó la consistencia de los suelos cohesivos mediante la definición de líquido, plástico y los límites de contracción. También definió el índice de plasticidad como la diferencia entre el límite líquido y límite plástico (ver Atterberg, 1911).

En octubre de 1909 la presa de tierra de 17 m de altura en Charmes, Francia, falló. Había sido construida entre 1902 y 1906. Un ingeniero francés, Jean Fontard (1884-1962), llevó a cabo investigaciones para determinar la causa del fallo. En ese contexto se realizaron pruebas de doble corte en muestras de arcilla sin ser drenadas (0.77 m^2 de superficie y 200 mm de espesor) bajo tensión vertical constante para determinar sus parámetros de resistencia al corte (ver Frontard, 1914). Los tiempos para la falla de estos especímenes fueron de entre 10 y 20 minutos.

Arthur Langley Bell (1874-1956), un ingeniero civil inglés, trabajó en el diseño y la construcción del dique exterior en el Rosyth Dockyard. Basándose en su trabajo desarrolló relaciones de presión lateral y resistencia en la arcilla, así como de capacidad de carga en cimentaciones superficiales en arcilla (ver Bell, 1915). También utilizó las pruebas de caja de cizalla para medir la resistencia al corte sin drenaje de las muestras de arcilla inalteradas.

Wolmar Fellenius (1876-1957), un ingeniero sueco, desarrolló el análisis de la estabilidad de las pistas de arcilla saturadas (es decir, condición $\phi = 0$) con el supuesto de que la superficie de deslizamiento crítico es el arco de una circunferencia. Éstos fueron elaborados sobre sus artículos publicados en 1918 y 1926. El artículo publicado en 1926 dio soluciones numéricas correctas para los *números de estabilidad* de las superficies de deslizamiento circulares que pasan por el pie del talud.

Karl Terzaghi (1883-1963), de Austria (figura 1.4), desarrolló la teoría de la consolidación de las arcillas como la conocemos hoy en día. La teoría fue desarrollada cuando Terzaghi fue profesor en el American Robert College de Estambul, Turquía. Su estudio abarcó un periodo de cinco años (1919-1924) y se utilizaron cinco diferentes suelos arcillosos. El límite líquido de los suelos osciló entre 36 y 67, y el índice de plasticidad estaba en el rango de 18 a 38. La teoría de la consolidación se publicó en el célebre libro *Erdbaumechanik Terzaghi* en 1925.

1.7 La ingeniería geotécnica después de 1927

La publicación de *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalisher Grundlage* por Karl Terzaghi en 1925 dio luz a una nueva era en el desarrollo de la mecánica de suelos. Karl Terzaghi es conocido como el padre de la mecánica de suelos moderna. Terzaghi (figura 1.4) nació el 2 de octubre de 1883 en Praga, que era entonces la capital de la provincia austriaca de Bohemia. En 1904 se graduó en la Technische Hochschule de Graz, Austria, con una licenciatura en ingeniería mecánica. Después de su graduación trabajó un año en el ejército austriaco. Al concluir su servicio militar Terzaghi estudió un año más, concentrándose en temas geológicos. En enero de 1912 recibió



Figura 1.4 Karl Terzaghi (1883-1963) (SSPL, vía Getty Images)

el grado de Doctor en Ciencias Técnicas de su alma mater en Graz. En 1916 aceptó un puesto de profesor en la Escuela Imperial de Ingenieros en Estambul. Después de concluir la Primera Guerra Mundial impartió cátedra en el American Robert College de Estambul (1918-1925). Allí comenzó su trabajo de investigación sobre el comportamiento de los suelos y la compactación de las arcillas y la falla debidos a los ductos en la arena bajo las presas. La publicación *Erdbaumechanik* es principalmente el resultado de esta investigación.

En 1925, Terzaghi aceptó una cátedra visitante en el Massachusetts Institute of Technology, donde trabajó hasta 1929. Durante ese tiempo fue reconocido como el líder de la nueva rama de la ingeniería civil denominada mecánica de suelos. En octubre de 1929 regresó a Europa para aceptar una cátedra en la Universidad Técnica de Viena, que pronto se convirtió en el núcleo de ingenieros civiles interesados en la mecánica de suelos. En 1939 regresó a Estados Unidos para convertirse en profesor de la Universidad de Harvard.

La primera conferencia de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (ISSMFE) se celebró en la Universidad de Harvard en 1936, presidida por Karl Terzaghi. Dicha conferencia fue posible gracias a la convicción y el esfuerzo del profesor Arthur Casagrande, de la Universidad de Harvard. Alrededor de 200 personas de 21 países asistieron a esta conferencia. Fue a través de la inspiración y guía de Terzaghi durante el cuarto de siglo anterior, que los documentos fueron llevados a esa conferencia que cubre una amplia gama de temas, como:

- Esfuerzos efectivos
- Resistencia al corte
- Prueba con el penetrómetro de cono holandés
- Consolidación
- Pruebas de centrifugado
- Teoría elástica y distribución de los esfuerzos
- Precarga para el control de asentamiento
- Expansión de las arcillas
- Acción del hielo
- Terremoto y licuefacción del suelo
- Vibraciones de máquinas
- Teoría de arco de presión de tierras

Para el siguiente cuarto de siglo Terzaghi fue el espíritu que guió el desarrollo de la mecánica de suelos e ingeniería geotécnica en todo el mundo. A tal efecto, en 1985, Ralph Peck (figura 1.5) escribió que "algunas personas durante toda la vida de Terzaghi se han puesto de acuerdo en que no era sólo el espíritu rector de la mecánica de suelos, sino que era el centro de coordinación de la investigación y la aplicación en todo el mundo. En los próximos años se dedicará a proyectos en todos los continentes, principalmente en Australia y la Antártida." Peck continuó: "Por lo tanto, aún hoy casi no se pueden mejorar sus evaluaciones actuales del estado de la mecánica de suelos, expresada en sus documentos de resumen y discursos presidenciales." En 1939, Terzaghi dictó la conferencia James Forrest 45 en el Instituto de Ingenieros Civiles de Londres; su conferencia se tituló "Mecánica de suelos: Una nueva etapa en ciencias de la ingeniería". En ella afirmaba que la mayoría de las fallas de cimentación que se produjeron no fueron "actos de Dios".

A continuación se presentan algunos aspectos destacados en el desarrollo de la mecánica de suelos e ingeniería geotécnica que se desarrolló después de la primera conferencia de la ISSMFE en 1936:

- Publicación del libro teórico *Mecánica de suelos* de Karl Terzaghi en 1943 (Wiley, Nueva York);
- Publicación de *Mecánica de suelos en la práctica de ingeniería* de Karl Terzaghi y Peck Ralph en 1948 (Wiley, Nueva York);
- Publicación de *Fundamentos de mecánica de suelos*, de Donald W. Taylor, en 1948 (Wiley, Nueva York), e
- Inicio de la publicación en 1948 de *Geotechnique*, la revista internacional de la mecánica de suelos, en Inglaterra.

Después de una breve interrupción durante la Segunda Guerra Mundial, en 1948 se celebró la segunda conferencia de la ISSMFE en Rotterdam, Holanda. Asistieron cerca de 600 participantes y se publicaron siete volúmenes de actas. En esta conferencia, A. W. Skempton presentó el documento de referencia sobre concepto $\phi = 0$ para arcillas. Después de Rotterdam



Figura 1.5 Ralph B. Peck (Foto cortesía de Ralph P. Beck)

se han organizado conferencias de la ISSMFE cada cuatro años en diferentes partes del mundo. En consecuencia, las conferencias de Rotterdam incrementaron las conferencias regionales sobre el tema de la ingeniería geotécnica, destacando las siguientes:

- Conferencia Regional Europea de Estabilidad de Taludes, Estocolmo (1954)
- Primera Conferencia de Australia y Nueva Zelandia sobre las Características de Corte de Suelos (1952)
- Primera Conferencia Panamericana, Ciudad de México (1960)
- Conferencia de Investigación de Resistencia al Corte de los Suelos Cohesivos, Boulder, Colorado (1960)

Otros dos hitos importantes entre 1948 y 1960 son: (l) la publicación del artículo de A. W. Skempton sobre los coeficientes de presión para diversas obras de ingeniería y (2) la publica-

Tabla 1.2 Detalle de las conferencias de la ISSMFE (1936-1997) y la ISSMGE (1997-2013)

Conferencia	Lugar	Año
I	Harvard University, Boston, E.U.	1936
II	Rotterdam, Países bajos	1948
III	Zurich, Suiza	1953
IV	Londres, Inglaterra	1957
V	París, Francia	1961
VI	Montreal, Canadá	1965
VII	Ciudad de México, México	1969
VIII	Moscú, URSS	1973
IX	Tokyo, Japón	1977
X	Estocolmo, Suecia	1981
XI	San Francisco, E.U.	1985
XII	Rio de Janeiro, Brasil	1989
XIII	Nueva Delhi, India	1994
XIV	Hamburgo, Alemania	1997
XV	Estambul, Turquía	2001
XVI	Osaka, Japón	2005
XVII	Alexandria, Egipto	2009
XVIII	París, Francia	2013

ción del libro titulado *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Text,* por A. W. Bishop y B. J. Henkel (Arnold, Londres) en 1957.

A principios de la década de 1950, las soluciones a diferencias finitas y de elementos finitos con ayuda de computadoras se aplicaban a varios tipos de problemas de ingeniería geotécnica. Éstos siguen siendo una herramienta de cálculo importante y útil en nuestra profesión. Desde los primeros días la profesión de la ingeniería geotécnica ha recorrido un largo camino y ha madurado. Ahora es una rama establecida de la ingeniería civil y miles de ingenieros civiles declaran a la ingeniería geotécnica como su área preferida de especialidad.

En 1997 la ISSMFE fue cambiado a ISSMGE (Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica) para reflejar su verdadero alcance. Estas conferencias internacionales han sido fundamentales para el intercambio de información sobre nuevos desarrollos y actividades de investigación en curso en ingeniería geotécnica. La tabla 1.2 proporciona la ubicación y el año en que se realizó cada conferencia de la ISSMFE/ISSMGE.

En 1960, Bishop, Alpan, Tizón y Donald proporcionan pautas tempranas y resultados experimentales de los factores que controlan la resistencia de los suelos cohesivos parcialmente saturados. Desde ese momento se han hecho avances en el estudio del comportamiento de los suelos insaturados en relación con la fuerza y la compresibilidad, y otros factores que afectan a la construcción de apoyos y estructuras de retención de tierra.

La ISSMGE tiene varios comités técnicos y estos comités organizan o copatrocinan varias conferencias en todo el mundo. Una lista de estos comités técnicos (2010-2013) se proporciona en la tabla 1.3. La ISSMGE también lleva a cabo seminarios internacionales (antes conocidos como Touring Lectures) que han demostrado ser una actividad importante que reúne a los profesionales, contratistas y académicos, tanto en el medio como entre el público, para su propio beneficio, independientemente de la región, el tamaño o la riqueza de la sociedad de miembros, fomentando así el sentimiento de pertenencia a la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.

Tabla 1.3 Lista de los comités de la ISSMGE (2010-2013)

Categoría	Número de comité técnico	Nombre del comité técnico
Fundamentos	TC101	Laboratorio de pruebas de esfuerzo de geomateriales
	TC102	Caracterización de ensayos *in situ* sobre propiedades del suelo
	TC103	Métodos numéricos en geomecánica
	TC104	Modelado físico en ingeniería geotécnica
	TC105	Geomecánica de micro a macro
	TC106	Suelos no saturados
Aplicaciones	TC201	Aspectos geotécnicos de los diques y bordos, protección de la costa y recuperación de tierras
	TC202	Ingeniería geotécnica de transporte
	TC203	Ingeniería geotécnica de terremotos y problemas asociados
	TC204	Construcción subterránea en suelo blando
	TC205	Diseño de límites estatales en ingeniería geotécnica
	TC206	Diseño geotécnico interactivo
	TC207	Interacción suelo-estructura y muros de contención
	TC208	Estabilidad de taludes naturales
	TC209	Geotecnia en alta mar
	TC210	Diques y embalses
	TC211	Mejoramiento de suelos
	TC212	Cimentaciones profundas
	TC213	Geotecnia de la erosión del suelo
	TC214	Ingeniería de cimentaciones para las difíciles condiciones de suelo blando
	TC215	Geotecnia ambiental
	TC216	Geotecnia en hielo
Impacto en la sociedad	TC301	Preservación de sitios históricos
	TC302	Ingeniería geotécnica forense
	TC303	Mitigación de catástrofes y rehabilitación costera y de ríos
	TC304	Prácticas en ingeniería de evaluación y gestión de riesgos
	TC305	Infraestructura geotécnica para megaciudades y nuevas capitales

1.8 Fin de una era

En la sección 1.7 se presentó un breve resumen de las aportaciones realizadas a la mecánica de suelos moderna por pioneros como Karl Terzaghi, Arthur Casagrande, Donald W. Taylor y Ralph B. Peck. El último de los primeros gigantes de la profesión, Ralph B. Peck, falleció el 18 de febrero de 2008, a la edad de 95 años.

El profesor Ralph B. Peck nació en Winnipeg, Canadá, de padres estadounidenses, Orwin K. Peck y Ethel H., el 23 de junio de 1912. Recibió sus títulos B.S. y doctorado en 1934 y 1937, respectivamente, del Instituto Politécnico Rensselaer, Troy, Nueva York. Durante el periodo 1938-1939 tomó cursos de Arthur Casagrande en la Universidad de Harvard sobre un nuevo tema llamado "Mecánica de suelos". De 1939 a 1943 el Dr. Peck trabajó como asistente de Karl Terzaghi, el "padre" de la mecánica de suelos moderna, en el proyecto del metro de Chicago. En 1943 se unió a la Universidad de Illinois en Champaign-Urbana y fue profesor de ingeniería de cimentaciones desde 1948 hasta su jubilación en 1974. Después de



Figura 1.6 El Dr. Ralph Peck en Karl Terzaghi Park en la Universidad Bogaziçi de Estambul, Turquía, durante la Conferencia ISSMGE 2001 (Cortesís de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

su jubilación estuvo activo en la consultoría, que incluyó grandes proyectos geotécnicos en 44 estados en Estados Unidos y otros 28 países de los cinco continentes. Algunos ejemplos de sus principales proyectos de consultoría incluyen:

- Los sistemas de tránsito rápido en Chicago, San Francisco y Washington, DC
- El sistema de oleoducto de Alaska
- Proyecto de James Bay en Quebec, Canadá
- Proyecto de tren expreso de Heathrow (Reino Unido)
- Diques del Mar Muerto

Su último proyecto fue el puente Rio-Antirio en Grecia. El 13 de marzo de 2008, *The Times* del Reino Unido publicó: "Ralph B. Peck era un ingeniero civil estadounidense que inventó una polémica técnica de construcción que se utiliza en algunas de las maravillas modernas de ingeniería del mundo, incluyendo el Canal de la Mancha. Conocido como 'el padrino de la mecánica de suelos', era directamente responsable de una serie de célebres proyectos de túneles y de represas de tierra que empujaron los límites de lo que se creía que era posible."

El Dr. Peck fue autor de más de 250 publicaciones técnicas altamente distinguidas. Él fue presidente de la ISSMGE de 1969 a 1973. En 1974 recibió la Medalla Nacional de Ciencia del presidente Gerald R. Ford. El profesor Peck era maestro, mentor, amigo y consejero de generaciones de ingenieros geotécnicos en todos los países del mundo. La Conferencia ISSMGE 16 en Osaka, Japón (2005), sería la última gran conferencia de este tipo a la que asistiría.

La figura 1.6 muestra una fotografía del Dr. Peck durante una visita al Parque de Karl Terzaghi en la Universidad Bogaziçi (antes American Robert College) durante la XV Conferencia ISSMGE en Estambul.

Éste es realmente el final de una era.

Referencias

ATTERBERG, A. M. (1911). "Über die physikalische Bodenuntersuchung, und über die Plastizität de Tone," International Mitteilungen für Bodenkunde, *Verlag für Fachliteratur*. G.m.b.H. Berlin, Vol. 1, 10–43.

BELIDOR, B. F. (1729). *La Science des Ingenieurs dans la Conduite des Travaux de Fortification et D'Architecture Civil*, Jombert, Paris.

BELL, A. L. (1915). "The Lateral Pressure and Resistance of Clay, and Supporting Power of Clay Foundations," *Min. Proceeding of Institute of Civil Engineers*, Vol. 199, 233–272.

BISHOP, A. W., ALPAN, I., BLIGHT, G. E., and DONALD, I. B. (1960). "Factors Controlling the Strength of Partially Saturated Cohesive Soils," *Proceedings*, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 502–532.

BISHOP, A. W. and HENKEL, B. J. (1957). *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Arnold, London.

BOUSSINESQ, J. V. (1883). *Application des Potentiels â L'Etude de L'Équilibre et du Mouvement des Solides Élastiques*, Gauthier-Villars, Paris.

COLLIN, A. (1846). *Recherches Expérimentales sur les Glissements Spontanés des Terrains Argileux Accompagnées de Considérations sur Quelques Principes de la Mécanique Terrestre*, Carilian-Goeury, Paris.

COULOMB, C. A. (1776). "Essai sur une Application des Règles de Maximis et Minimis à Quelques Problèmes de Statique Relatifs à L'Architecture," *Mèmoires de la Mathèmatique et de Phisique*, présentés à l'Académie Royale des Sciences, par divers savans, et lûs dans sés Assemblées, De L'Imprimerie Royale, Paris, Vol. 7, Annee 1793, 343–382.

DARCY, H. P. G. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*, Dalmont, Paris.

DARWIN, G. H. (1883). "On the Horizontal Thrust of a Mass of Sand," *Proceedings*, Institute of Civil Engineers, London, Vol. 71, 350–378.

FELLENIUS, W. (1918). "Kaj-och Jordrasen I Göteborg," *Teknisk Tidskrift*. Vol. 48, 17–19.

FRANCAIS, J. F. (1820). "Recherches sur la Poussée de Terres sur la Forme et Dimensions des Revêtments et sur la Talus D'Excavation," *Mémorial de L'Officier du Génie*, Paris, Vol. IV, 157–206.

FRONTARD, J. (1914). "Notice sur L'Accident de la Digue de Charmes," *Anns. Ponts et Chaussées 9th Ser*., Vol. 23, 173–292.

GADROY, F. (1746). *Mémoire sur la Poussée des Terres*, summarized by Mayniel, 1808.

GAUTIER, H. (1717). *Dissertation sur L'Epaisseur des Culées des Ponts . . . sur L'Effort et al Pesanteur des Arches . . . et sur les Profiles de Maconnerie qui Doivent Supporter des Chaussées, des Terrasses, et des Remparts*. Cailleau, Paris.

KERISEL, J. (1985). "The History of Geotechnical Engineering up until 1700," *Proceedings*, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Golden Jubilee Volume, A. A. Balkema, 3–93.

MAYNIEL, J. J. (1808). *Traité Experimentale, Analytique et Pratique de la Poussé des Terres*. Colas, Paris.

NAVIER, C. L. M. (1839). *Leçons sur L'Application de la Mécanique à L'Establissement des Constructions et des Machines*, 2nd ed., Paris.

PECK, R. B. (1985). "The Last Sixty Years," *Proceedings*, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Golden Jubilee Volume, A. A. Balkema, 123–133.

PONCELET, J. V. (1840). *Mémoire sur la Stabilité des Revêtments et de seurs Fondations*, Bachelier, Paris.

RANKINE, W. J. M. (1857). "On the Stability of Loose Earth," *Philosophical Transactions*, Royal Society, Vol. 147, London.

REYNOLDS, O. (1887). "Experiments Showing Dilatency, a Property of Granular Material Possibly Connected to Gravitation," *Proceedings*, Royal Society, London, Vol. 11, 354–363.

SKEMPTON, A. W. (1948). "The $\phi = 0$ Analysis of Stability and Its Theoretical Basis," *Proceedings*, II International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 1, 72–78.

SKEMPTON, A. W. (1954). "The Pore Pressure Coefficients *A* and *B*," *Geotechnique*, Vol. 4, 143–147.

SKEMPTON, A. W. (1985). “A History of Soil Properties, 1717–1927,” *Proceedings*, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Golden Jubilee Volume, A. A. Balkema, 95–121.

TAYLOR, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley, New York.

TERZAGHI, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalisher Grundlage*, Deuticke, Vienna.

TERZAGHI, K. (1939). “Soil Mechanics—A New Chapter in Engineering Science,” *Institute of Civil Engineers Journal*, London, Vol. 12, No. 7, 106–142.

TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley, New York.

TERZAGHI, K. and PECK, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley, New York.

CAPÍTULO 2

Origen de los depósitos del suelo, tamaño de grano y forma

2.1 Introducción

Durante la planificación, diseño y construcción de cimientos, muros de contención y estructuras de retención de tierras, a los ingenieros les resulta útil conocer el origen del depósito de suelo sobre el que se va a construir la estructura propuesta, ya que cada depósito presenta características geomecánicas únicas. La mayor parte de los suelos que cubren la superficie de la tierra están formados por la erosión de las rocas. Las propiedades físicas del suelo se establecen principalmente por los minerales que constituyen las partículas del suelo y, por lo tanto, la roca de la cual se derivó.

En este capítulo se establece lo siguiente:

- Un esquema general de los procesos por los cuales se forman los diferentes tipos de rocas (ciclo de las rocas).
- La erosión de la roca y la naturaleza de la formación de diversos tipos de depósitos de suelo (proceso sedimentario).
- Análisis granulométrico y forma de las partículas del suelo.

2.2 Ciclo de las rocas y origen del suelo

Los granos minerales que forman la fase sólida de un agregado del suelo son el producto de la intemperización y la erosión de la roca. El tamaño de los granos individuales varía en un amplio intervalo. Muchas de las propiedades físicas del suelo son dictadas por el tamaño, la forma y la composición química de los granos. Para entender mejor estos factores, uno debe estar familiarizado con los tipos de roca que forman la corteza terrestre.

Con base en su origen, las rocas se pueden dividir en tres tipos básicos: *ígneas*, *sedimentarias* y *metamórficas*. La figura 2.1 muestra un diagrama del ciclo de formación de diferentes tipos de roca y los procesos asociados con ellos. A continuación se presentan las características/descripción de cada proceso del ciclo de las rocas.

Rocas ígneas

Las rocas ígneas se forman por el enfriamiento y la solidificación del *magma* expulsado del manto de la Tierra. Después de la expulsión por cualquier *erupción volcánica* o *de fisura*, una parte del magma fundido se enfría en la superficie de la tierra. A veces el magma cesa su movi-

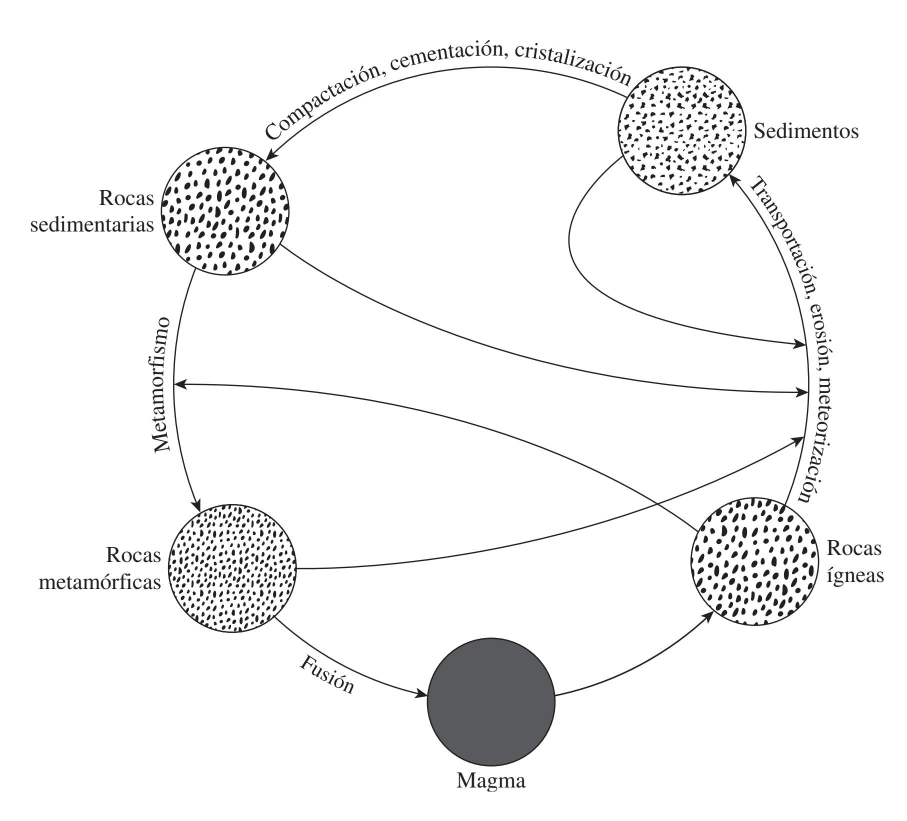


Figura 2.1 Ciclo de las rocas

lidad bajo la superficie terrestre y se enfría para formar rocas ígneas intrusivas que se llaman *plutónicas*. Las rocas intrusivas formadas en el pasado pueden estar expuestas en la superficie como resultado del proceso continuo de la erosión de los materiales que las cubrían.

Los tipos de rocas ígneas formadas por el enfriamiento del magma dependen de factores tales como la composición del magma y la velocidad de enfriamiento asociado con él. Después de realizar varios ensayos de laboratorio, Bowen (1922) fue capaz de explicar la relación de la tasa de enfriamiento del magma con la formación de diferentes tipos de roca. Esta explicación, conocida como *la serie de reacción de Bowen*, describe la secuencia por la cual se forman nuevos minerales a medida que se enfría el magma. Los cristales de minerales crecen más grandes y algunos de ellos se asientan. Los cristales que permanecen en suspensión reaccionan con el material fundido restante para formar un nuevo mineral a una temperatura inferior. Este proceso continúa hasta que se solidifica el cuerpo entero del material fundido. Bowen clasificó estas reacciones en dos grupos: (l) *la serie de reacción discontinua ferromagnesiana*, en la que los minerales formados son diferentes en su composición química y estructura cristalina, y (2) *la serie de reacción continua plagioclasa feldespato*, en la que los minerales que se forman tienen diferentes composiciones químicas con estructuras cristalinas similares. La figura 2.2 muestra la serie de reacción de Bowen. La composición química de los minerales se da en la tabla 2.1.

Por lo tanto, dependiendo de las proporciones de minerales disponibles se forman diferentes tipos de roca ígnea. Granito, gabro y basalto son algunos de los tipos comunes de roca

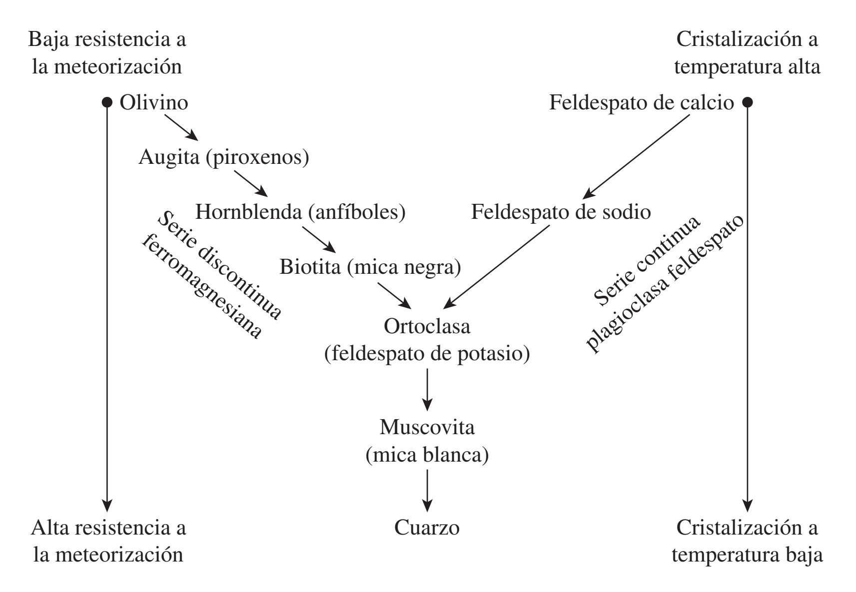


Figura 2.2 Series de reacción de Bowen

ígnea que se encuentran generalmente en el campo. La tabla 2.2 muestra la composición general de las rocas ígneas.

Meteorización

La *meteorización* o *intemperismo* es el proceso de descomposición de las rocas por *procesos mecánicos y químicos* en fragmentos más pequeños. La meteorización mecánica puede ser causada por la expansión y contracción de las rocas a partir de la ganancia y la pérdida continua de calor, que da lugar a la desintegración final. Con frecuencia el agua se filtra en los poros y fisuras existentes en las rocas. A medida que la temperatura desciende, el agua se congela y se expande. La presión ejercida por el hielo debido a la expansión de volumen es lo suficientemente fuerte como para romper incluso rocas de gran tamaño. Otros agentes físicos que ayudan a desintegrar las rocas son los glaciares (de hielo), el viento, el agua de los arroyos y ríos, y las olas del mar. Es importante darse cuenta que, en la meteorización mecánica, rocas grandes se descomponen en partes más pequeñas sin ningún cambio en la composición química. La figura 2.3

Tabla 2.1 Composición de los minerales mostrados en la serie de reacciones de Bowen

Mineral		Composición
Olivino		$(Mg, Fe)_2SiO_4$
Augita		$Ca, Na(Mg, Fe, Al)(Al, Si_2O_6)$
Hornblenda		Silicato ferromagnesiano complejo de Ca, Na, Mg, Ti, yA1
Biotita (mica negra)		$K(Mg, Fe)_3AlSi_3O_{10}(OH)_2$
Plagioclasa	feldespato de calcio	$Ca(Al_2Si_2O_8)$
	feldespato de sodio	$Na(AlSi_3O_8)$
Ortoclasa (feldespato de potasio)		$K(AlSi_3O_8)$
Muscovita (mica blanca)		$KAl_3Si_3O_{10}(OH)_2$
Cuarzo		SiO_2

Tabla 2.2 Composición de algunas rocas ígneas

Nombre de la roca	Modo de ocurrencia	Textura	Minerales abundantes	Minerales menos abundantes
Granito Riolita	Intrusivo Extrusivo	Gruesa Fina	Cuarzo, feldespato de sodio, feldespato de potasio	Biotita, muscovita, hornblenda
Gabro Basalto	Intrusivo Extrusivo	Gruesa Fina	Plagioclasa, piroxinos, olivino	Hornblenda, biotita, magnetita
Diorita Andesita	Intrusivo Extrusivo	Gruesa Fina	Plagioclasa, hornblenda	Biotita, piroxenos (cuarzo generalmente ausente)
Sienita Traquita	Intrusivo Extrusivo	Gruesa Fina	Feldespato de potasio	Feldespato de sodio, biotita, hornblenda
Peridotita	Intrusivo	Gruesa	Olivino, piroxenos	Óxidos de hierro

muestra un ejemplo de la meteorización mecánica debido a las olas del mar y el viento en Yehliu, Taiwán. Esta área se encuentra en un largo y estrecho cabo de mar en el lado noroeste de Keelung, a unos 15 kilómetros de la costa norte de Chin Shan y Wanli.

En la meteorización química, los minerales de la roca originales se transforman en nuevos minerales por reacción química. El agua y el dióxido de carbono de la atmósfera forman ácido carbónico, que reacciona con los minerales de la roca existentes para formar nuevos minerales y sales solubles. Las sales solubles presentes en el agua subterránea y ácidos orgánicos formados a partir de materia orgánica descompuesta también causan desgaste químico. Un ejemplo de la erosión química de la ortoclasa para formar minerales de arcilla, sílice y carbonato de potasio soluble es el siguiente:

$$H_2O + CO_2 \rightarrow \underset{\text{Ácido carbónico}}{H_2CO_3} \rightarrow H^+ + (HCO_3)^-$$

$$\underset{\text{Ortoclasa}}{2K(AlSi_3O_8)} + 2H^+ + H_2O \rightarrow 2K^+ + \underset{\text{Sílice}}{4SiO_2} + \underset{\substack{\text{Caolinita} \\ \text{(mineral de greda)}}}{Al_2Si_2O_5(OH)_4}$$

La mayoría de los iones de potasio liberados se dejan llevar en solución como carbonato de potasio y es absorbido por las plantas.



Figura 2.3 Erosión mecánica debida al oleaje marino y al viento en Yehliu, Taiwán (Cortesía de Braja M. Das, Henderson Arizona)

La meteorización química de feldespatos plagioclasa es similar a la de la ortoclasa en que se producen minerales de arcilla, sílice y diferentes sales solubles. Los minerales ferromagnesianos forman también los productos de descomposición de minerales de arcilla, sílice y sales solubles. Además, el hierro y el magnesio en minerales ferromagnesianos resultan en otros productos tales como hematita y limonita. El cuarzo es altamente resistente a la intemperie y sólo ligeramente soluble en agua. La figura 2.2 muestra la susceptibilidad de las rocas metamórficas a la intemperie. Los minerales formados a temperaturas más altas en la serie de reacción de Bowen son menos resistentes a la intemperie que los formados a temperaturas más bajas.

El proceso de meteorización no se limita a las rocas ígneas. Como se muestra en el ciclo de las rocas (figura 2.1), las rocas sedimentarias y metamórficas también se meteorizan de una manera similar.

Por lo tanto, a partir de la breve discusión anterior podemos ver cómo el proceso de meteorización cambia macizos rocosos sólidos en fragmentos más pequeños de diferentes tamaños que pueden ir desde los cantos rodados grandes a muy pequeñas partículas de arcilla. Los agregados no cementados de estos pequeños granos en diversas proporciones forman diferentes tipos de suelo. Los minerales de arcilla, que son un producto de la meteorización química de los feldespatos, ferromagnesianos y micas, dan la propiedad plástica para suelos. Hay tres minerales de arcilla importantes: (1) *caolinita*, (2) *ilita* y (3) *montmorilonita*. (Se discuten estos minerales arcillosos más adelante en este capítulo.)

Transporte de productos de la meteorización

Los productos de la meteorización pueden permanecer en el mismo lugar o pueden ser movidos a otros lugares por el hielo, el agua, el viento y la gravedad.

Los suelos formados por los productos en su lugar de origen son llamados *suelos residuales*. Una característica importante del suelo residual es la gradación del tamaño de partícula. Los suelos de grano fino se encuentran en la superficie y el tamaño de grano aumenta con la profundidad. A mayores profundidades, también se pueden encontrar fragmentos de rocas angulares.

Los suelos transportados se pueden clasificar en varios grupos, dependiendo de su modo de transporte y deposición:

1. *Suelos glaciales*, formados por el transporte y la deposición de los glaciares
2. *Suelos aluviales*, transportados por corrientes de agua y depositados a lo largo de los arroyos
3. *Suelos lacustres*, formados por deposición en los lagos
4. *Suelos marinos*, formados por deposición en los mares
5. *Suelos eólicos*, transportados y depositados por el viento

Rocas sedimentarias

Los depósitos de grava, arena, limo y arcilla formados por meteorización pueden ser compactados por presión de sobrecarga y cimentada por agentes como el óxido de hierro, calcita, dolomita y cuarzo. Agentes cementantes son transportados generalmente en solución por el agua subterránea. Llenan los espacios entre las partículas y forman rocas sedimentarias. Las rocas formadas de esta manera se llaman *rocas sedimentarias detríticas*.

Todas las rocas detríticas tienen una textura *clástica.* Los siguientes son algunos ejemplos de rocas detríticas con textura clástica.

Tamaño de partícula	Roca sedimentaria
Granular o grande (tamaño de grano 2 mm-4 mm o más)	Conglomerado
Arena	Arenisca
Limo y arcilla	Lutita y limolita

En el caso de los conglomerados, si las partículas son más angulares, la roca se llama *brecha*. En roca arenisca, los tamaños de partícula pueden variar entre 1/16 mm y 2 mm. Cuando los granos de roca arenisca son prácticamente todos de cuarzo, la roca se conoce como *cuarzoarenisca*. En la lutita y la lodolita, el tamaño de las partículas es por lo general menor de 1/16 mm. La limolita tiene un aspecto de bloque, mientras que, en el caso de la lutita, la piedra se divide en bloques laminares.

La roca sedimentaria también puede ser formada por procesos químicos. Las rocas de este tipo son clasificadas como *producto químico de rocas sedimentarias*. Estas rocas pueden tener textura *clástica* o *no clástica*. Los siguientes son algunos ejemplos de rocas sedimentarias químicas.

Composición	Roca
Calcita ($CaCO_3$)	Caliza
Halita (NaCI)	Sal de roca
Dolomita [$CaMg(CO_3)$]	Dolomita
Yeso ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)	Yeso

La roca caliza está formada principalmente de carbonato de calcio depositado ya sea por organismos o mediante un proceso inorgánico. La mayoría de las calizas tienen una textura clástica;

sin embargo, también se encuentran comúnmente texturas no clásticas. La tiza es una roca sedimentaria hecha en parte de calcita de origen bioquímico, que son fragmentos óseos de animales y plantas microscópicos. La dolomita se forma ya sea por deposición química de los carbonatos mixtos o por la reacción de magnesio en agua con piedra caliza. El yeso y la anhidrita resultan de la precipitación de $CaSO_4$ soluble debido a la evaporación de agua del océano. Las rocas que pertenecen a esta clase generalmente se les refiere como *evaporitas*. La sal de roca (NaCl) es otro ejemplo de una evaporita que se origina a partir de los depósitos de sal del agua de mar.

La roca sedimentaria puede someterse a la meteorización para formar sedimentos o puede ser sometido al proceso de *metamorfismo* para convertirse en roca metamórfica.

Rocas metamórficas

El *metamorfismo* es el proceso de cambiar la composición y la textura de las rocas (sin fusión) mediante calor y presión. Durante el metamorfismo se forman nuevos minerales y los granos minerales son sometidos a esfuerzos para dar una textura foliada de roca metamórfica. El gneis es una roca metamórfica derivada de metamorfismo regional de alto grado de las rocas ígneas, como el granito, el gabro y la diorita. El metamorfismo de bajo grado de lutitas resulta en pizarra. Los minerales de arcilla en el esquisto se convierten en clorita y mica por el calor, por lo que la pizarra se compone principalmente de escamas de mica y clorita. La filita es una roca metamórfica que se deriva de lutita con más metamorfismo, siendo sometida a calor de más de 250 a 300°C. El esquisto es un tipo de roca metamórfica derivada de varias rocas metamórficas, ígneas, sedimentarias y de baja calidad, con una textura bien foliada y escamas visibles de láminas y minerales micáceos. Así, la roca metamórfica generalmente contiene grandes cantidades de cuarzo y feldespato.

El mármol se forma a partir de calcita y dolomita por recristalización. Los granos minerales de mármol son más grandes que los presentes en la roca original. Los mármoles verdes están coloreados por hornblenda, serpentina o talco. Los mármoles negros contienen material bituminoso y los mármoles marrones contienen óxido de hierro y limonita. La cuarcita es una roca metamórfica formada por areniscas ricas en cuarzo. El sílice entra en los espacios vacíos entre los granos de cuarzo y arena actuando como agente de cementación. La cuarcita es una de las rocas más duras. Bajo el calor y la presión extrema las rocas metamórficas pueden fundirse para formar el magma y el ciclo se repite.

2.3 Depósitos de suelo en general

En la sección anterior hemos discutido brevemente el proceso sedimentario de las rocas y de la formación de los suelos. Después de la meteorización el suelo formado puede permanecer en el lugar (suelo residual) o ser transportado por agentes naturales como los glaciares, el agua, las corrientes y las corrientes de aire. Además de los suelos transportados y residuales, hay *turbas* y *suelos orgánicos* que se derivan de la descomposición de los materiales orgánicos.

Una visión general de los distintos tipos de suelos descritos anteriormente se indica en los puntos 2.4 al 2.10.

2.4 Suelos residuales

Los suelos residuales se encuentran en zonas donde la tasa de meteorización es mayor que la velocidad a la que los materiales intemperizados son llevados lejos por los agentes de transporte. La tasa de meteorización es mayor en las regiones cálidas y húmedas en comparación con las regiones más frías y más secas y, dependiendo de las condiciones climáticas, el efecto de la intemperie puede variar ampliamente.

Depósitos de suelos residuales son comunes en los trópicos. La naturaleza de un depósito de suelo residual por lo general depende de la roca madre. Cuando las rocas madre, como el granito y gneis, se someten a la intemperie, la mayoría de los materiales son propensos a permanecer en su lugar. Estos depósitos de suelo suelen tener una capa superior de material arcilloso o limoso. Estas capas, a su vez, están generalmente sustentadas por una roca parcialmente intemperizada y luego por la roca madre. La profundidad de esta roca puede variar ampliamente, incluso dentro de una distancia de unos pocos metros.

En contraste con las rocas detríticas, hay algunas rocas químicas, como la roca caliza, que se compone principalmente del mineral calcita ($CaCO_3$). La tiza y la dolomía tienen grandes concentraciones de dolomita [$CaMg(CO_3)_2$]. Estas rocas tienen grandes cantidades de materiales solubles, algunos de los cuales son removidos por las aguas subterráneas, dejando atrás la fracción insoluble de la roca. Los suelos residuales que se derivan de rocas químicas no poseen una zona de transición gradual a la roca madre. Los suelos residuales derivados de la intemperización de la roca caliza son en su mayoría de color rojo. Aunque uniforme en tipo, la profundidad de la intemperización puede variar en gran medida. Los suelos residuales inmediatamente por encima de la base pueden ser normalmente consolidados. Grandes cimentaciones con cargas pesadas pueden ser susceptibles a grandes asentamientos de consolidación en estos suelos.

2.5 Depósitos transportados por gravedad

Los suelos residuales en una pendiente natural pronunciada se mueven lentamente hacia abajo, lo que se conoce generalmente como *fluencia*. Cuando el movimiento descendente del suelo es repentino y rápido, se le llama *deslizamiento de tierra*. Los depósitos de suelo formados por deslizamientos de tierra son *coluviales*. Los *flujos de lodo* son un tipo de suelo transportado por gravedad. En este caso los suelos residuales arenosos sueltos altamente saturados, en pendientes relativamente planas se mueven hacia abajo como un líquido viscoso y vienen a descansar en una condición más densa. Los depósitos de suelo derivados de flujos de lodo son muy heterogéneos en su composición.

2.6 Depósitos aluviales

Los depósitos de suelos aluviales se derivan de la acción de los arroyos y ríos, y se pueden dividir en dos categorías principales: (1) *depósitos en secuencias trenzadas* y (2) depósitos causados por el *cinturón de meandros de los ríos*.

Depósitos por corrientes fluviales

Las corrientes trenzadas son de alto gradiente, fluyen rápidamente, son altamente erosivas y llevan grandes cantidades de sedimento. Debido a la alta carga de fondo, un cambio menor en la velocidad del flujo hará que los sedimentos se depositen. Mediante este proceso estas corrientes pueden construir una maraña compleja de canales convergentes y divergentes separados por bancos de arena e islas.

Los depósitos formados a partir de corrientes fluviales son muy irregulares en la estratificación y tienen una amplia gama de tamaños de grano. La figura 2.4 muestra una sección transversal de dicho depósito. Estos depósitos presentan varias características:

1. Los tamaños de grano por lo general van de grava a limo. Partículas de tamaño de arcilla generalmente *no* se encuentran en depósitos de corrientes fluviales.
2. Aunque el tamaño de grano varía ampliamente, el suelo en una bolsa o lente dada es bastante uniforme.
3. A cualquier profundidad dada la relación de vacío y peso de la unidad puede variar en un amplio intervalo dentro de una distancia lateral de sólo unos pocos metros.

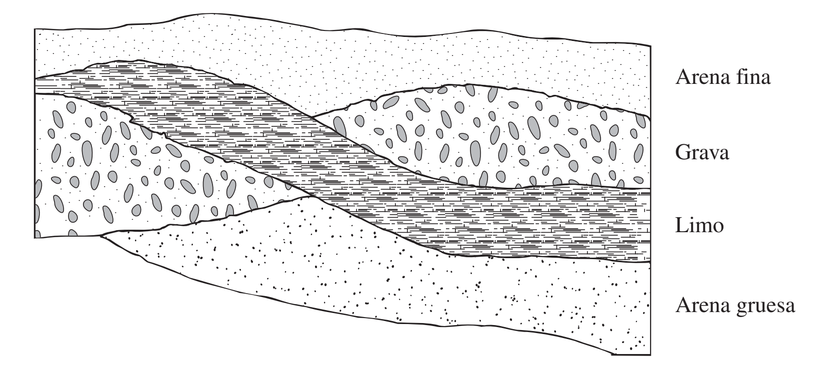


Figura 2.4 Sección transversal de un depósito de corrientes fluviales

Depósitos de canal

El término *meandro* se deriva del trabajo griego *maiandros*, después del Río Maiandros (ahora Menderes) en Asia, famoso por su curso sinuoso. Las corrientes maduras curvean el valle. El fondo del valle en el que un río serpentea se conoce como *meandro*. En un río serpenteante, el suelo de la orilla se erosiona continuamente en los puntos del banco que son de forma cóncava y se deposita en los puntos donde el banco es de forma convexa, como se muestra en la figura 2.5. Estos depósitos se denominan *depósitos de barras de punta,* y por lo general son de arena y partículas de sedimento de tamaño de limo. A veces, durante el proceso de erosión y deposición, el río abandona un meandro y corta una ruta más corta. El meandro abandonado cuando se llena de agua se denomina *cocha o lago de meandro*. (Ver figura 2.5.)

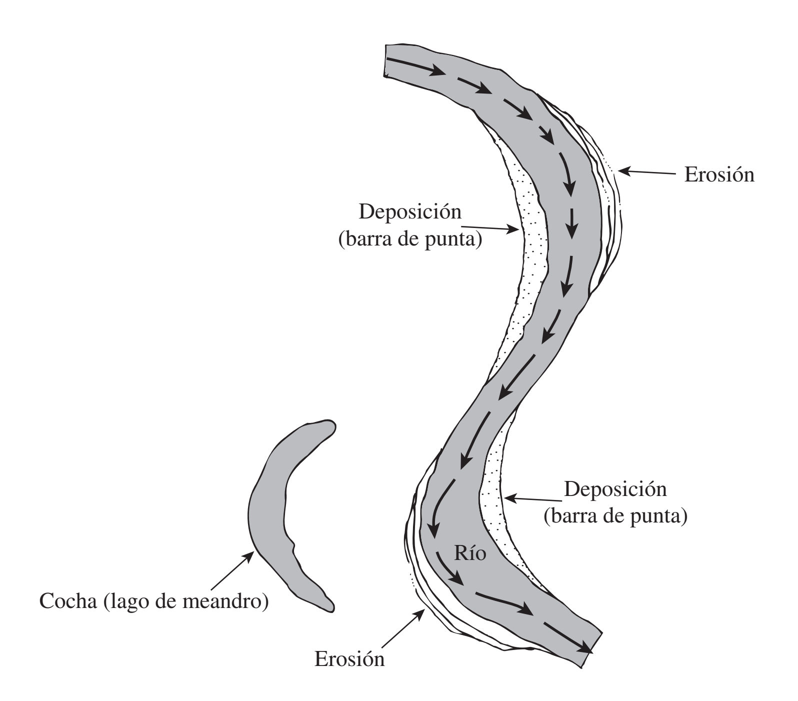


Figura 2.5 Formación de depósitos de punta y de una cocha en una corriente de meandro

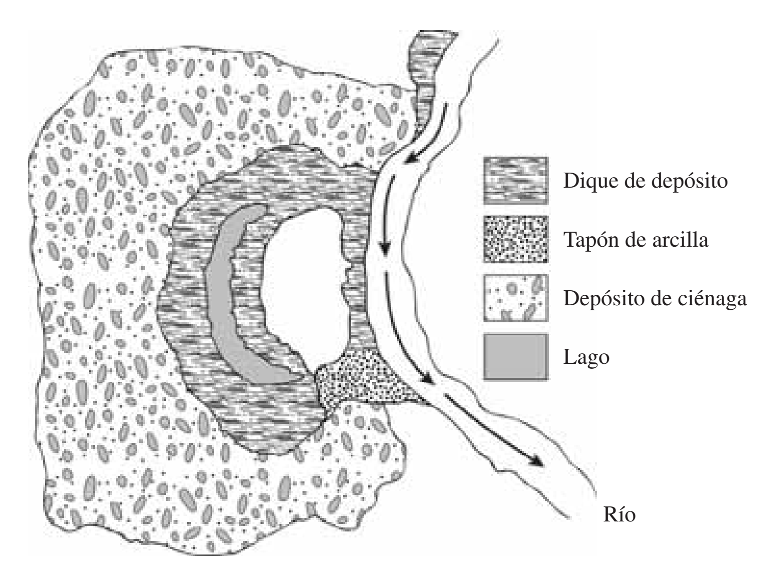


Figura 2.6 Dique y depósito de ciénaga

Durante las inundaciones los ríos desbordados llenan las zonas bajas. Las partículas de tamaño de arena y limo transportadas por el río se depositan en las orillas para formar cordilleras conocidas como *diques naturales* (figura 2.6). Las partículas de suelo más finas que consisten en limos y arcillas son transportadas por el agua más lejos en las llanuras de inundación. Estas partículas se depositan a diferentes tasas para formar *depósitos de ciénagas* (figura 2.6), a menudo de arcillas muy plásticas.

2.7 Depósitos lacustres

El agua de los ríos y manantiales fluye hacia los lagos. En las regiones áridas las corrientes llevan grandes cantidades de sólidos en suspensión. Cuando la corriente entra en el lago las partículas granulares se depositan en la zona formando un delta. Algunas partículas más gruesas y las partículas más finas, es decir, limo y arcilla, son llevadas al lago y se depositan en el fondo en capas alternas de partículas de grano fino y de grano grueso. Los deltas que se forman en regiones húmedas suelen tener más depósitos de grano fino en comparación con los de las regiones áridas.

2.8 Depósitos glaciares

Durante la Edad de Hielo del Pleistoceno los glaciares cubrían grandes extensiones de la Tierra. Los glaciares avanzaron y se retiraron con el tiempo. Durante su avance se llevaron grandes cantidades de arena, limo, arcilla, grava y cantos rodados. *Drift* es un término general que normalmente se aplica a los depósitos establecidos por los glaciares. Los depósitos estratificados establecidos por el derretimiento de glaciares se denominan *till*. Las características físicas de un till pueden variar de un glaciar a otro.

Los accidentes geográficos que se desarrollaron a partir de los depósitos de till son llamados *morrenas*. Una *morrena terminal* (figura 2.7) es una cadena de tills que marca el límite máximo del avance de un glaciar. Las *morrenas recesivas* son cadenas de tills desarrolladas

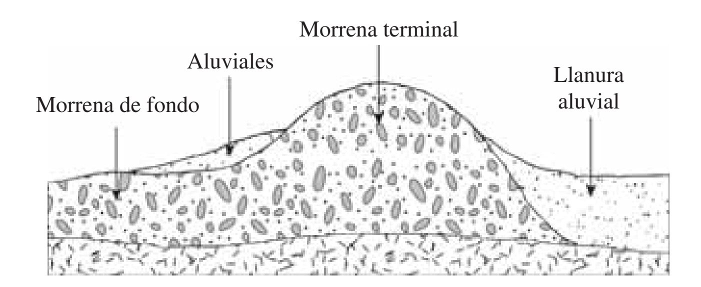


Figura 2.7 Morrena terminal, morrena de fondo y llanura aluvial.

detrás de la morrena terminal con diferentes distancias de separación. Son el resultado de la estabilización temporal del glaciar durante el periodo de recesión. El till depositado por el glaciar entre las morrenas se conoce como *morrena de fondo* (figura 2.7). Las morrenas de fondo constituyen grandes zonas del centro de Estados Unidos y se llaman *planicies de tills*.

La arena, limo y grava que son transportados por el glaciar se llaman *aluviales*. En un patrón similar al de los depósitos de corrientes fluviales, el agua derretida deposita el aluvial, formando *llanuras aluviales* (figura 2.7), también llamadas *depósitos glaciofluviales*. El rango de tamaños de grano que se presenta en un cajón determinado varía en gran medida.

2.9 Depósitos de suelo eólicos

El viento es también un agente de erosión importante que conduce a la formación de depósitos de suelo. Cuando grandes extensiones de arena se encuentran expuestas, el viento puede arrastrar la arena a gran distancia y volver a depositarla en otro lugar. Los depósitos de arena arrastrada por el viento por lo general toman la forma de *dunas* (figura 2.8). La figura 2.9 muestra algunas dunas de arena en el desierto del Sahara en Egipto. A medida que se forman las dunas, la arena es arrastrada por el viento sobre la cresta. Más allá de la cresta las partículas de arena ruedan por la pendiente. El proceso tiende a formar un *depósito compacto* de arena en el *lado de barlovento*, y un *depósito suelto* en el *lado de sotavento* de la duna. A continuación se presentan algunas de las propiedades típicas de la *duna de arena*:

1. La granulometría de la arena en un lugar en particular es sorprendentemente uniforme. Esta uniformidad se puede atribuir a la acción de clasificación del viento.
2. El tamaño de grano en general disminuye con la distancia desde la fuente, debido a que el viento lleva las pequeñas partículas más lejos que las grandes.
3. La densidad relativa de la arena depositada en el lado de barlovento de las dunas puede ser tan alta como 50 a 65%, disminuyendo aproximadamente de 0 a 15% en el lado de sotavento.

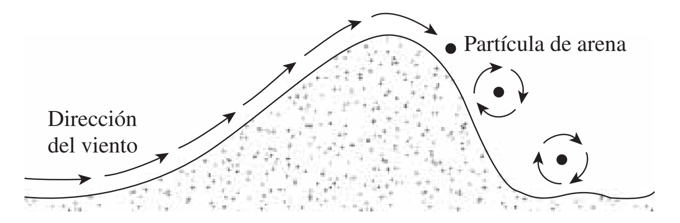


Figura 2.8 Duna de arena



Figura 2.9 Dunas de arena en el Desierto de Sahara en Egipto (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

El *loess* es un depósito eólico que consta de limo. La distribución de tamaño de grano de loess es bastante uniforme y la cohesión se deriva generalmente de un revestimiento de arcilla sobre las partículas de sedimento de tamaño de limo, lo que contribuye a una estructura estable del suelo en un estado insaturado. La cohesión también puede ser el resultado de la precipitación de los productos químicos lixiviados por el agua de lluvia. El loess es un depósito *deleznable*, ya que cuando se satura pierde su fuerza de unión entre las partículas. Se deben tomar precauciones especiales para la construcción de cimientos sobre los depósitos loéssicos.

La ceniza volcánica (con tamaños de grano de entre 0.25 y 4 mm) y el polvo volcánico (con tamaños de grano inferior a 0.25 mm) pueden ser clasificados como suelo transportado por el viento. La ceniza volcánica es una arena ligera o grava arenosa. La descomposición de las cenizas volcánicas resulta en arcillas altamente plásticas y compresibles.

2.10 Suelo orgánico

Los suelos orgánicos se encuentran generalmente en zonas bajas donde el nivel freático está cerca o por encima de la superficie del suelo. La presencia de un alto nivel freático ayuda en el crecimiento de las plantas acuáticas que, al descomponerse, forman el suelo orgánico. Este tipo de depósito generalmente se encuentra en las zonas costeras y en las regiones glaciares. Los suelos orgánicos muestran las siguientes características:

1. Su contenido de humedad natural puede variar de 200 a 300%.
2. Son altamente compresibles.
3. Las pruebas de laboratorio han demostrado que, bajo cargas, se derivan grandes asentamientos a partir de la consolidación secundaria.

2.11 Tamaño de partícula de suelo

Independientemente de su origen, los tamaños de partículas que conforman el suelo pueden variar en un amplio intervalo. Los suelos son generalmente llamados *grava, arena, limo* o *arcilla*, dependiendo del tamaño predominante de las partículas dentro del suelo. Para describir los suelos por su tamaño de partícula, varias organizaciones han desarrollado *límites de separación de tamaño de suelo*. La tabla 2.3 muestra los límites de separación de tamaño de suelo desarrollados por el Instituto de Tecnología de Massachusetts, el Departamento de Agricultura de E.U., la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del Transporte, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de E.U. y la Oficina de Reclamación de E.U. En esta tabla el sistema del MIT se presenta sólo a modo de ejemplo, ya que juega un papel importante en la historia del desarrollo de los límites de separación de tamaño de suelo. Sin embargo, en la actualidad el Sistema Unificado es casi universalmente aceptado y ha sido adoptado por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales.

Las *gravas* son fragmentos de rocas con partículas ocasionales de cuarzo, feldespato y otros minerales.

En las partículas de *arena* predominan el cuarzo y el feldespato. A veces también pueden estar presentes granos de otros minerales.

Los *limos* son las fracciones microscópicas del suelo que consisten en fragmentos de cuarzo muy finos y algunas partículas en forma laminar que son fragmentos de minerales micáceos.

Las *arcillas* son en su mayoría partículas en forma de láminas microscópicas y submicroscópicas de mica, minerales de arcilla y otros minerales. Como se muestra en la tabla 2.3, las arcillas se definen generalmente como partículas menores de 0.002 mm. En algunos casos las partículas de tamaño entre 0.002 y 0.005 mm también. Las partículas se clasifican como *arcilla* sobre la base de su tamaño, ya que no pueden contener necesariamente minerales de arcilla. Las arcillas se definen como aquellas partículas "que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua" (Grim, 1953). (La plasticidad es la propiedad de las arcillas, parecida a la masilla, cuando

Tabla 2.3 Límites de separación de tamaño de suelo

	Tamaño de grano (mm)			
Nombre de la organización	**Grava**	**Arena**	**Limo**	**Arcilla**
Instituto de Tecnología de Massachusetts (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	<0.002
Departamento de Agricultura de E.U. (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	<0.002
Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del Transporte (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	<0.002
Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Cuerpo de Ingenieros del Ejército de E.U., Oficina de Reclamación de E.U., Sociedad Americana para Pruebas y Materiales)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (p.ej., linos y arcillas) <0.075	

contienen una cierta cantidad de agua.) Suelos no arcillosos pueden contener partículas de cuarzo, feldespato, mica o son lo suficientemente pequeños como para estar dentro de la clasificación de tamaño de arcilla. Por lo tanto, esto es apropiado para partículas de suelo más pequeñas que 2μ o de 5μ, como se ha definido bajo diferentes sistemas, a las que se llamará partículas de tamaño de arcilla en lugar de arcilla. Las partículas de arcilla son en la mayoría de su intervalo de tamaño coloidal ($< 1\mu$), y 2μ parece ser el límite superior.

2.12 Minerales de arcilla

Los minerales de arcilla son silicatos de aluminio complejos compuestos de una de las dos unidades básicas: (1) *sílice tetraédrico* y (2) *aluminio octaédrico*. Cada unidad del tetraedro consiste de cuatro átomos de oxígeno que rodean un átomo de silicio (figura 2.10a). La combinación de unidades tetraédricas de sílice da una *lámina de sílice* (figura 2.10b). Tres átomos de oxígeno en la base de cada tetraedro son compartidos por tetraedros en la vecindad. Las unidades octaédricas consisten en seis hidroxilos rodeando un átomo de aluminio (figura 2.10c), y la combinación de las unidades hidroxilo de aluminio octaédricas da una *capa octaédrica*. (Esto también se llama una *lámina de gibsita*, figura 2.10d.) A veces el magnesio sustituye a los átomos de aluminio en las unidades octaédricas, en cuyo caso la capa octaédrica se llama *lámina de brucita*.

En una lámina de sílice, cada átomo de silicio con una valencia positiva de 4 está ligado a cuatro átomos de oxígeno, con una valencia negativa total de 8. Sin embargo, cada átomo de oxígeno en la base del tetraedro está vinculado a dos átomos de silicio. Esto significa que el átomo de oxígeno en la parte superior de cada unidad tetraédrica tiene una valencia negativa de 1 para ser contrarrestado. Cuando la lámina de sílice se apila sobre la lámina octaédrica, como se muestra en la figura 2.10e, estos átomos de oxígeno remplazan los hidroxilos para satisfacer sus enlaces de valencia.

La *caolinita* consiste de capas repetidas de láminas de sílice-gibbsita elementales, como se muestra en la figura 2.11a. Cada capa es de aproximadamente 7.2 Å de espesor. Las capas se mantienen unidas por enlaces de hidrógeno. La caolinita se produce como plaquetas, cada una con una dimensión lateral de 1000 a 20 000 Å y un espesor de 100 a 1000 Å. El área de la superficie de las partículas de caolinita por unidad de masa es de aproximadamente 15 m^2/g. El área de superficie por unidad de masa se define como *superficie específica*.

La *ilita* consiste de una lámina de gibsita unida a dos láminas de sílice, una en la parte superior y otra en la parte inferior (figura 2.11b). A veces se llama *arcilla micácea*. Las capas de ilita están unidas entre sí por iones de potasio. La carga negativa para equilibrar los iones de potasio proviene de la sustitución de aluminio por alguno de silicio en las láminas tetraédricas. La sustitución de un elemento por otro sin ningún cambio en la forma cristalina se conoce como *sustitución isomorfa*. Las partículas de ilita tienen generalmente dimensiones laterales que van de 1000 a 5000 Å, y espesores de 50 a 500 Å. La superficie específica de las partículas es de aproximadamente 80 m^2/g.

La *montmorillonita* tiene una estructura similar a la de la ilita, es decir, una lámina de gibsita intercalada entre dos láminas de sílice (figura 2.11c). En la montmorillonita existe sustitución isomorfa de magnesio y hierro para el aluminio en las láminas octaédricas. Aquí no están presentes los iones de potasio, como en el caso de la ilita, y una gran cantidad de agua es atraída al espacio entre las capas. Las partículas de montmorillonita tienen dimensiones laterales de 1000 a 5000 Å y espesores de 10 a 50 Å. La superficie específica es de aproximadamente 800 m^2/g. La figura 2.12 es una micrografía electrónica de barrido que muestra el tejido de la montmorillonita.

Además de la caolinita, ilita y montmorillgibbsiteonita, otros minerales comunes de la arcilla que se encuentran generalmente son clorita, haloisita, vermiculita y atapulgita.

Las partículas de arcilla tienen una carga neta negativa en sus superficies. Éste es el resultado de la sustitución isomorfa y de una ruptura en la continuidad de la estructura en sus bordes.

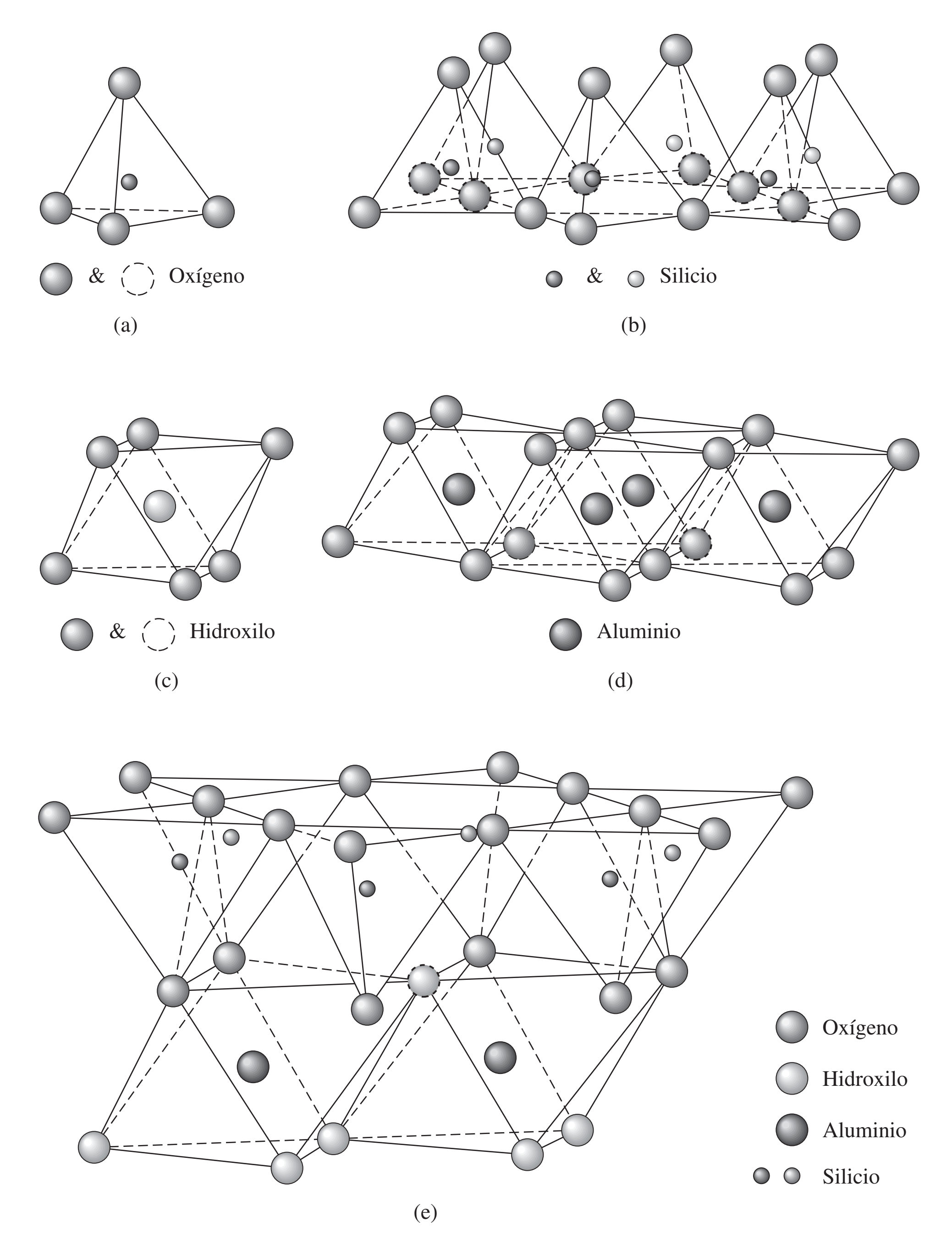


Figura 2.10 (a) Sílice tetraédrico, (b) lámina de sílice, (c) lámina de aluminio octaédrico, (d) lámina octaédrica (gibbsita), (e) lámina de sílice gibsita elemental (después de Grim, 1959) (de Grim, "Physico-Chemical Properties of Soils: Clay Minerals", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 85, No. SM2, 1959, pp. 1–17. Con el permiso de ASCE)

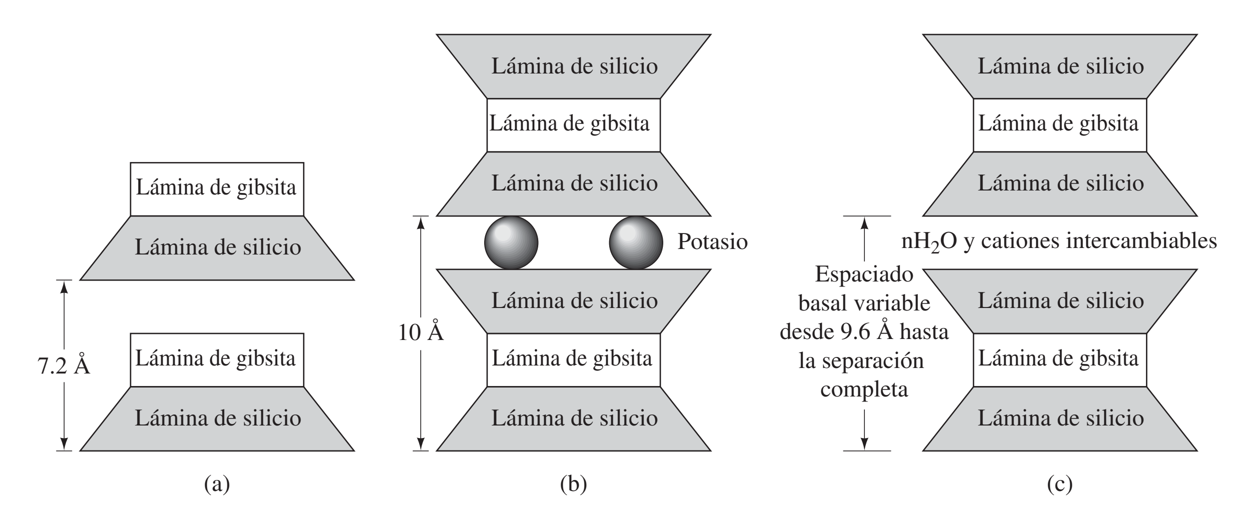


Figura 2.11 Diagrama de las estructuras de (a) caolinita; (b) ilita; (c) montmorillonita.

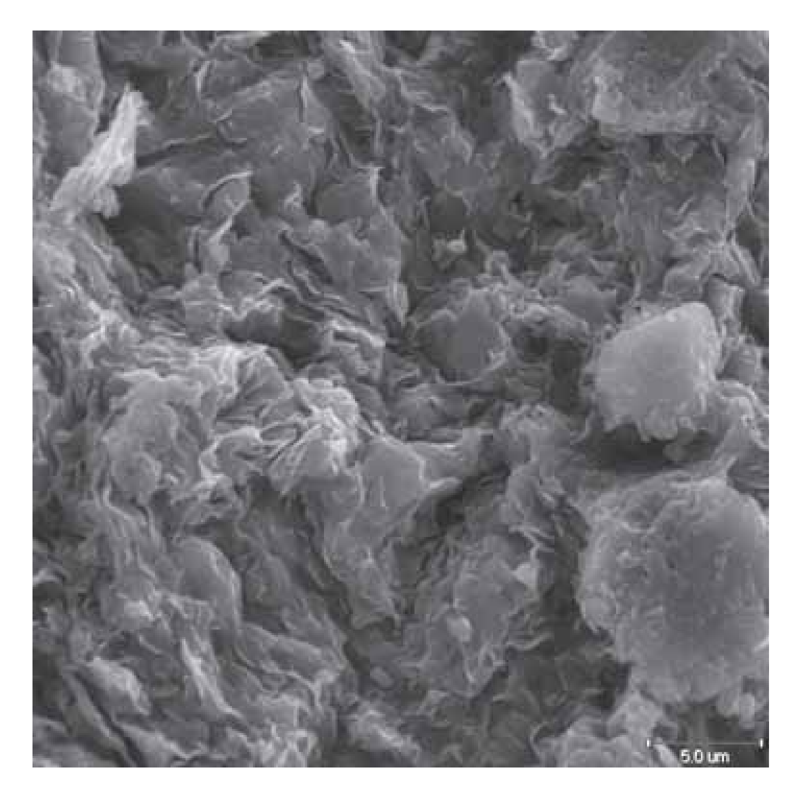


Figura 2.12 Micrografía electrónica de barrido que muestra el tejido de la montmorillonita (Cortesía de David J. White, Iowa State University, Ames, Iowa)

Grandes cargas negativas se derivan de superficies específicas mayores. También se producen algunos sitios cargados positivamente en los bordes de las partículas. Una lista para el inverso de la densidad media de la superficie de la carga negativa en la superficie de algunos minerales de arcilla (Yong y Warkentin, 1966) es la siguiente:

Mineral de arcilla	Inverso de la densidad media superficial de carga (Å^2/carga electrónica)
Caolinita	25
Arcilla micácea y clorita	50
Montmorillonita	100
Vermiculita	75

En arcilla seca la carga negativa se compensa con cationes intercambiables, como Ca^{++}, Mg^{+}, Na^{+} y K^{+}, rodeando las partículas sostenidos por la atracción electrostática. Cuando se añade agua a la arcilla, estos cationes y un pequeño número de aniones flotan alrededor de las partículas de arcilla. Esto se conoce como *doble capa difusa* (figura 2.13a). La concentración de cationes disminuye con la distancia desde la superficie de la partícula (figura 2.13b).

Las moléculas de agua son polares. Los átomos de hidrógeno no están dispuestos de una manera simétrica alrededor de un átomo de oxígeno, sino que se producen en un ángulo de enlace de 105º. Como resultado de ello, una molécula de agua actúa como una pequeña varilla con una carga positiva en un extremo y una carga negativa en el otro, esto se conoce como un *dipolo*.

El agua dipolar es atraída por la superficie cargada negativamente de las partículas de arcilla y por los cationes en la capa doble. Los cationes, a su vez, son atraídos hacia las partículas del suelo. Un tercer mecanismo por el cual el agua es atraída por las partículas de arcilla es el *enlace de hidrógeno*, en el que los átomos de hidrógeno en las moléculas de agua son compartidos con los átomos de oxígeno en la superficie de la arcilla. Algunos cationes de los poros parcialmente hidratados en el agua también son atraídos a la superficie de las partículas de arcilla. Estos cationes atraen moléculas de agua dipolares. La fuerza de atracción entre el agua y la arcilla disminuye con la distancia desde la superficie de las partículas. Toda el agua que se unió a las partículas de arcilla por la fuerza de atracción se conoce como *agua de capa doble*. A la capa más interna del agua de

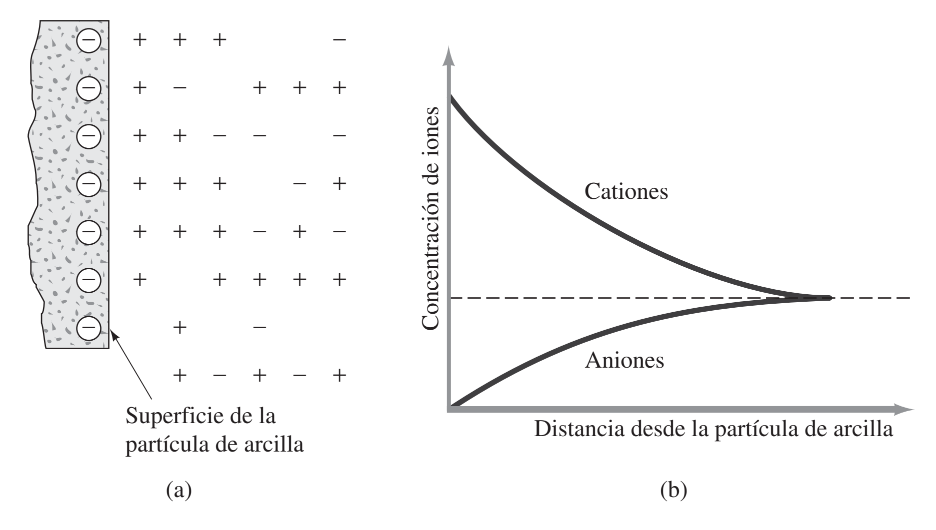


Figura 2.13 Capa doble difusa

Tabla 2.4 Gravedad específica de los minerales más importantes

Mineral	Gravedad específica, G_e
Cuarzo	2.65
Caolinita	2.6
Ilita	2.8
Montmorillonita	2.65–2.80
Haloisita	2.0–2.55
Feldespato de potasio	2.57
Feldespato de sodio y calcio	2.62–2.76
Clorita	2.6–2.9
Biotita	2.8–3.2
Muscovita	2.76–3.1
Hornblenda	3.0–3.47
Limonita	3.6–4.0
Olivino	3.27–3.37

capa doble, que está unida con mucha fuerza por la arcilla, se le conoce como *agua adsorbida*. Esta agua es más viscosa que el agua común. La orientación de agua alrededor de las partículas de arcilla da a los suelos arcillosos sus propiedades plásticas.

2.13 Gravedad específica (G_e)

La gravedad específica de los sólidos del suelo se utiliza en diversos cálculos en mecánica de suelos y se puede determinar con precisión en el laboratorio. La tabla 2.4 muestra la gravedad específica de algunos minerales comunes que se encuentran en los suelos. La mayoría de los minerales tienen una gravedad específica que cae dentro de un rango general de 2.6 a 2.9. El peso específico de los sólidos de arena, que está compuesta principalmente de cuarzo, se puede estimar en alrededor de 2.65 para suelos arcillosos y limosos, pudiendo variar desde 2.6 hasta 2.9.

2.14 Análisis mecánico de suelo

El *análisis mecánico* es la determinación de la gama de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresados como un porcentaje del peso seco total (o masa). Generalmente se utilizan dos métodos para encontrar la distribución de tamaño de partícula de suelo: (1) *análisis de tamiz* para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro, y (2) *análisis de hidrómetro* para tamaños de partículas más pequeñas que 0.075 mm de diámetro. Los principios básicos del análisis de tamiz y el análisis de hidrómetro se describen a continuación.

Análisis de tamiz

El análisis de tamiz consiste en agitar la muestra de suelo a través de un conjunto de tamices que tienen aberturas más pequeñas progresivamente. Los números estándar de tamiz y los tamaños de las aberturas se dan en la tabla 2.5.

Los tamices utilizados para el análisis de suelos son generalmente de 203 mm de diámetro. Para llevar a cabo un análisis granulométrico, uno debe primero secar al horno el suelo y luego romper todos los grumos en pequeñas partículas. A continuación se agita el suelo a través de una

Tabla 2.5 Tamaños estándar de tamices

Tamiz núm.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053



Figura 2.14 Conjunto de tamices para una prueba en el laboratorio (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

pila de tamices con aberturas de tamaño decreciente de arriba abajo (se coloca una charola por debajo de la pila). La figura 2.14 muestra un conjunto de tamices en un agitador utilizado para la realización de la prueba en el laboratorio. El tamiz de tamaño más pequeño que se debe utilizar para este tipo de prueba es el tamiz núm. 200. Después de agitar el suelo, se determina la masa de suelo retenido en cada tamiz. Cuando se analizan los suelos cohesivos, romper los terrones en partículas individuales puede ser difícil. En este caso el suelo se puede mezclar con agua para formar una suspensión y después lavarse a través de los tamices. Las porciones retenidas en cada tamiz se recogen por separado y se secan al horno antes de medir la cantidad recogida en cada tamiz.

Los siguientes son los pasos que sigue el procedimiento de cálculo para un análisis granulométrico:

1. A partir de la criba superior se determina la masa de suelo retenido en cada tamiz (es decir, $M_1, M_2, \ldots, M_n$) y en la bandeja (es decir, M_p).
2. Se determina la masa total del suelo: $M_1 + M_2 + \cdots + M_i + \cdots + M_n + M_p = \sum M$.
3. Se suma la masa acumulada de suelo retenida por encima de cada tamiz. Esto es $M_1 + M_2 + \cdots + M_i$.
4. La masa de suelo que pasa el tamiz i-ésimo es $\sum M - (M_1 + M_2 + \cdots + M_i)$.
5. El porcentaje de suelo que pasa el tamiz i-ésimo (o *por ciento más fino*) es

$$F = \frac{\Sigma M - (M_1 + M_2 + \cdots + M_i)}{\Sigma M} \times 100$$

Una vez que se calcula el por ciento más fino para cada tamiz (paso 5), los cálculos se representan en el papel de gráfico semilogarítmico (figura 2.15) con el por ciento más fino como la ordenada (escala aritmética) y el tamaño de la abertura del tamiz como la abscisa (escala logarítmica). Esta trama se conoce como *curva de distribución de tamaño de partícula*.

Análisis de hidrómetro

El análisis de hidrómetro se basa en el principio de la sedimentación de los granos del suelo en agua. Cuando una muestra de suelo se dispersa en agua, las partículas se depositan a diferentes

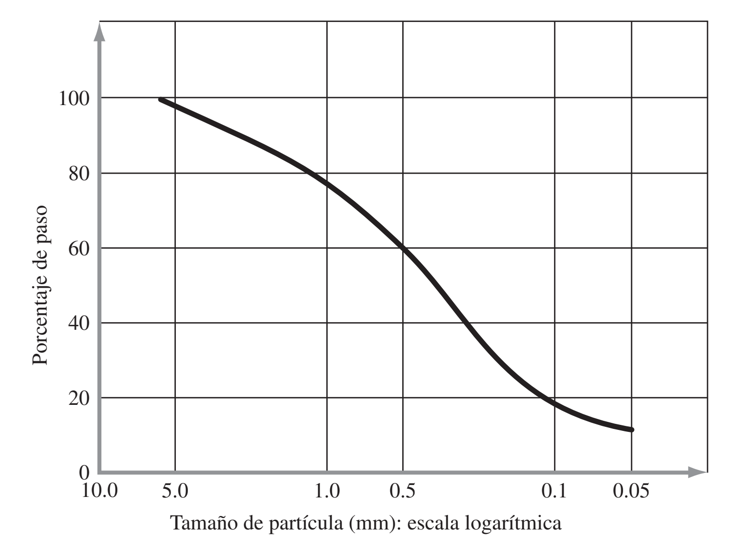


Figura 2.15 Curva de distribución de tamaño de partícula

velocidades, en función de su forma, tamaño y peso. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas del suelo puede ser expresada por la *ley de Stokes*, según la cual

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2 \tag{2.1}$$

donde

v = velocidad
ρ_s = densidad de las partículas del suelo
ρ_w = densidad del agua
η = viscosidad del fluido
D = diámetro de las partículas de suelo

Así, de la ecuación (2.1)

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v}{\rho_s - \rho_w}} = \sqrt{\frac{18\eta}{\rho_s - \rho_w}}\sqrt{\frac{L}{t}} \tag{2.2}$$

donde $v = \frac{\text{distancia}}{\text{tiempo}} = \frac{L}{t}$

Observe que

$$\rho_s = G_e \rho_w \tag{2.3}$$

En consecuencia, al combinar las ecuaciones (2.2) y (2.3) se obtiene

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\rho_w}}\sqrt{\frac{L}{t}} \tag{2.4}$$

Si las unidades de η son (g · s)/cm^2, ρ_w está en g/cm^3, L en cm, t en min y D en mm, entonces

$$\frac{D\,(\text{mm})}{10} = \sqrt{\frac{18\eta\,[(\text{g}\cdot\text{s})/\text{cm}^2]}{(G_s - 1)\rho_w\,(\text{g/cm}^3)}}\sqrt{\frac{L\,(\text{cm})}{t\,(\text{min}) \times 60}}$$

o

$$D = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)\rho_w}}\sqrt{\frac{L}{t}}$$

Suponiendo que ρ_w es aproximadamente igual a 1 g/cm^3, se tiene

$$D\,(\text{mm}) = K\sqrt{\frac{L\,(\text{cm})}{t\,(\text{min})}} \tag{2.5}$$

donde
$$K = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)}} \tag{2.6}$$

Observe que el valor de K es una función de G_e y η, que son dependientes de la temperatura de la prueba. La variación de K con la temperatura de la prueba y G_e se muestra en la tabla 2.6.

En el laboratorio, la prueba de hidrómetro se lleva a cabo en un cilindro de sedimentación con 50 g de la muestra secada al horno. El cilindro de sedimentación tiene 457 mm de altura y 63.5 mm de diámetro. Está marcado para un volumen de 1000 ml. El hexametafosfato de sodio se usa generalmente como *agente dispersante*. El volumen de la suspensión de suelo dispersa se lleva hasta 1000 ml mediante la adición de agua destilada.

Cuando se coloca un hidrómetro tipo 152H ASTM (ASTM, 2010) en la suspensión de suelo (figura 2.16) en un tiempo t, medido a partir del comienzo de la sedimentación, éste mide la gravedad específica en las proximidades de su bulbo a una profundidad L. la gravedad específica es una función de la cantidad de partículas presentes por unidad de volumen de suspensión a esa profundidad. También en un tiempo t las partículas de suelo en suspensión a una profundidad L tendrán un diámetro menor que D, tal como se calcula con la ecuación (2.5), y las partículas más grandes se han asentado fuera de la zona de medición. Los hidrómetros están diseñados para dar la cantidad de suelo, en gramos, que aún está en suspensión. Los indicadores de humedad están calibrados para suelos que tienen una gravedad específica (G_e) de 2.65; para los suelos de otra gravedad específica es necesario hacer correcciones.

Tabla 2.6 Variación de K con G_e

Temperatura (ºC)	G_e						
	2.50	**2.55**	**2.60**	**2.65**	**2.70**	**2.75**	**2.80**
17	0.0149	0.0146	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136
18	0.0147	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134
19	0.0145	0.0143	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132
20	0.0143	0.0141	0.0139	0.0137	0.0134	0.0133	0.0131
21	0.0141	0.0139	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129
22	0.0140	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0128
23	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126
24	0.0137	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0125
25	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123
26	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0124	0.0122
27	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120
28	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0123	0.0121	0.0119
29	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0121	0.0120	0.0118
30	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0118	0.0117

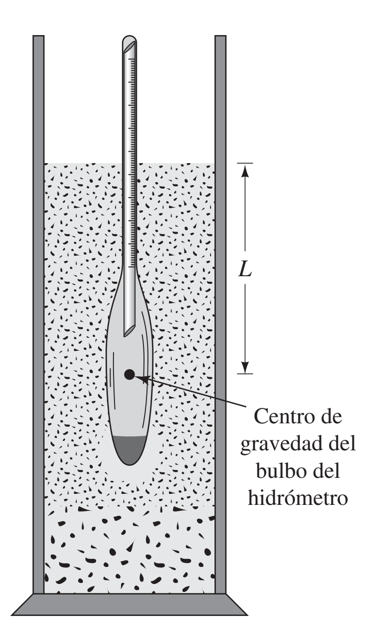


Figura 2.16 Definición de L en una prueba de hidrómetro

Tabla 2.7 Variación de L con la lectura del hidrómetro (hidrómetro *ASTM*152-*H*)

Lectura del hidrómetro	L (cm)	Lectura del hidrómetro	L (cm)
0	16.3	26	12.0
1	16.1	27	11.9
2	16.0	28	11.7
3	15.8	29	11.5
4	15.6	30	11.4
5	15.5	31	11.2
6	15.3	32	11.1
7	15.2	33	10.9
8	15.0	34	10.7
9	14.8	35	10.6
10	14.7	36	10.4
11	14.5	37	10.2
12	14.3	38	10.1
13	14.2	39	9.9
14	14.0	40	9.7
15	13.8	41	9.6
16	13.7	42	9.4
17	13.5	43	9.2
18	13.3	44	9.1
19	13.2	45	8.9
20	13.0	46	8.8
21	12.9	47	8.6
22	12.7	48	8.4
23	12.5	49	8.3
24	12.4	50	8.1
25	12.2	51	7.9

Al conocer la cantidad de suelo en suspensión, L y t, se puede calcular el porcentaje de suelo por el peso más fino de un diámetro dado. Tenga en cuenta que L es la profundidad medida desde la superficie del agua hasta el centro de gravedad del bulbo del hidrómetro en el que se mide la densidad de la suspensión. El valor de L va a cambiar con el tiempo t y su variación con las lecturas del hidrómetro se da en la tabla 2.7. El análisis de hidrómetro es eficaz para la separación de fracciones del suelo hasta un tamaño de alrededor de 0.5 μ.

En muchos casos los resultados del análisis de tamiz y del análisis de hidrómetro para las fracciones más finas de un suelo dado se combinan en un gráfico, como el que se muestra en la figura 2.17. Cuando se combinan estos resultados generalmente se produce una discontinuidad en el intervalo donde se superponen. Esta discontinuidad se debe a que las partículas del suelo son generalmente de forma irregular. El análisis de tamiz da las dimensiones intermedias de una partícula; el análisis de hidrómetro da el diámetro de una esfera equivalente que pueda depositarse al mismo ritmo que la partícula del suelo.

Los porcentajes de grava, arena, limo, arcilla y partículas de tamaño de arcilla presentes en un suelo pueden obtenerse a partir de la curva de distribución de tamaño de partícula. De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el suelo de la figura 2.17 tiene los siguientes porcentajes:

Grava (límites de mayor tamaño a 4.75 mm) = 0%
Arena (límites de 4.75 a 0.075 mm de tamaño) = por ciento más fino que 4.75 mm de diámetro-por ciento más fino que 0.075 mm de diámetro = 100 – 62 = 38%
Limo y *arcilla* (límites de tamaño menor de 0.075 mm) = 62%

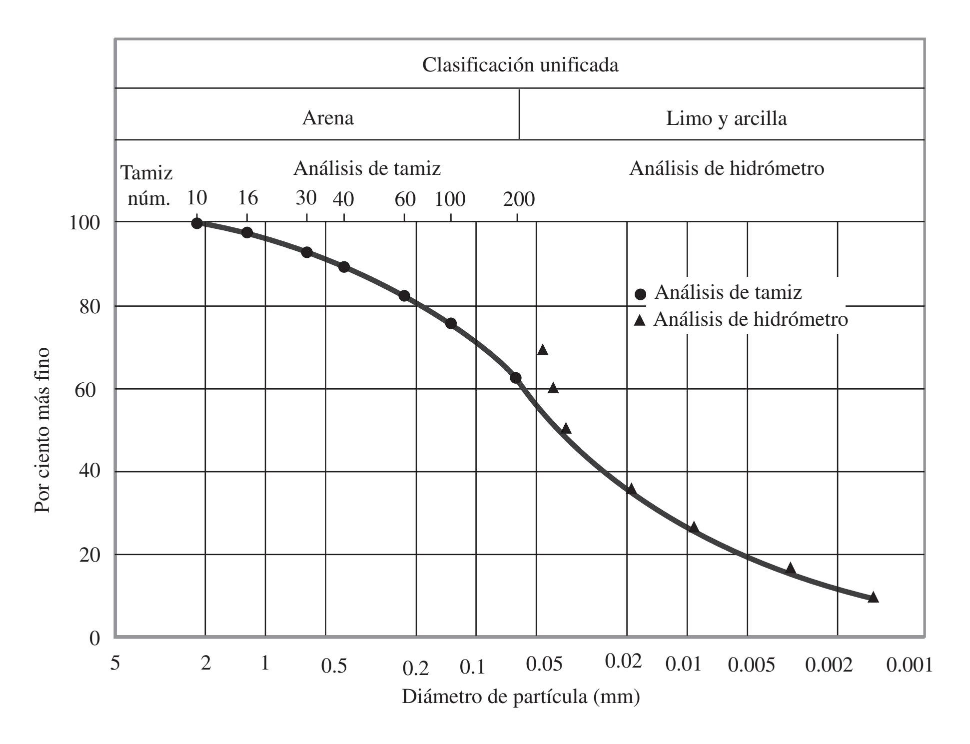


Figura 2.17 Curva de distribución de tamaño de partícula: análisis de tamiz y de hidrómetro

2.15 Tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y coeficiente de gradación

La curva de distribución de tamaño de partícula (figura 2.18) puede ser utilizada para comparar diferentes sólidos. A partir de estas curvas pueden determinarse también tres parámetros básicos de suelos que se usan para clasificar granularmente los suelos. Estos tres parámetros son:

1. Tamaño efectivo
2. Coeficiente de uniformidad
3. Coeficiente de gradación

El diámetro en la curva de distribución de tamaño de partícula correspondiente al 10% más fino se define como *tamaño efectivo* o D_{10}. El coeficiente de uniformidad está dado por la relación

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{2.7}$$

donde

C_u = coeficiente de uniformidad
D_{60} = diámetro correspondiente al 60% más fino en la curva de distribución de tamaño de partícula

El *coeficiente de gradación* puede ser expresado en la forma

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \tag{2.8}$$

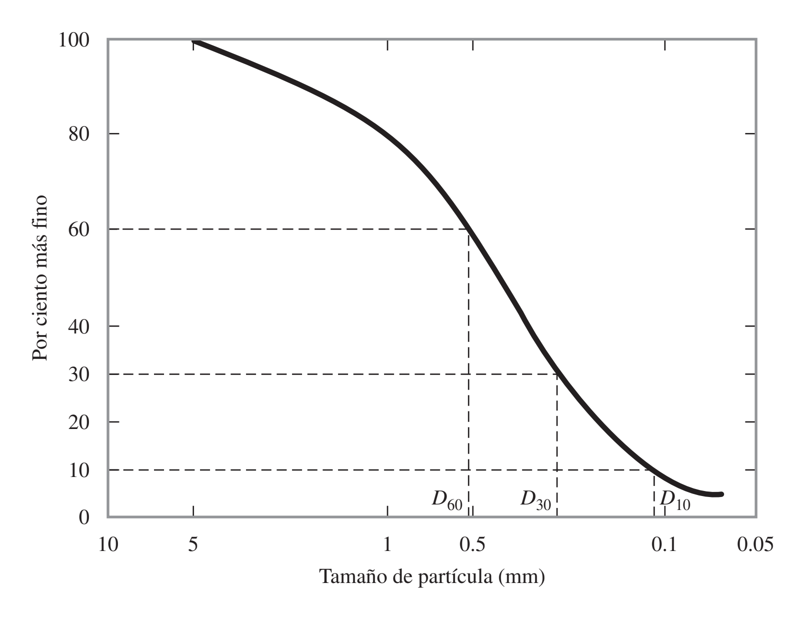


Figura 2.18 Definición de D_{10}, D_{30} y D_{60}

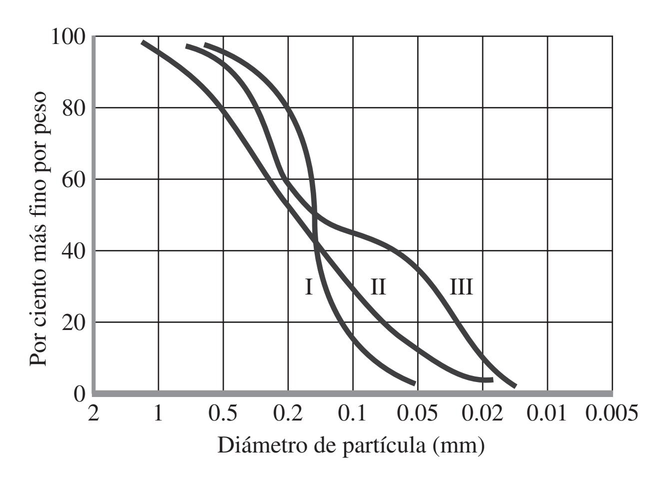


Figura 2.19 Diferentes tipos de curva de distribución de tamaño de grano de partícula

donde

C_c = coeficiente de gradación
D_{30} = diámetro correspondiente al 30% más fino

La curva de distribución de tamaño de partícula muestra no sólo el rango de tamaño de partícula presente en el suelo, sino la distribución de varios tamaños de partícula. En la figura 2.19 se muestran tres curvas, la curva I representa un tipo de suelo en el que la mayoría de los granos son del mismo tamaño. A esto se le denomina suelo *pobremente clasificado*. La curva II representa un suelo en el que el tamaño de las partículas está distribuido en un amplio rango, este tipo de suelo se denomina *bien clasificado*. Un suelo bien clasificado o gradado tiene un coeficiente de uniformidad mayor que 4 para las gravas, 6 para las arenas y un coeficiente de gradación entre 1 y 3 para gravas y arenas. Un suelo puede tener una combinación de dos o más fracciones uniformemente gradadas. La curva III representa tal suelo que se denomina *brecha clasificada*.

Ejemplo 2.1

A continuación se muestran los resultados de un análisis de tamiz:

Tamiz núm.	Masa de suelo retenido en cada tamiz (g)
4	0
10	21.6
20	49.5
40	102.6
60	89.1
100	95.6
200	60.4
Pan	31.2

a. Determine el porcentaje de finos en cada tamiz y grafique la curva de distribución de tamaño de grano.
b. Determine D_{10}, D_{30} y D_{60} para curva de distribución de tamaño de grano.
c. Calcule el coeficiente de uniformidad, C_u.
d. Calcule el coeficiente de gradación, C_c.

Solución

Inciso a

Puede prepararse la siguiente tabla para obtener el por ciento de fino.

Tamiz núm. (1)	Abertura (mm) (2)	Masa retenida en cada tamiz (g) (3)	Masa acumulativa sobre cada (g) (4)	Por ciento de fino[a] (5)
4	4.75	0	0	100
10	2.00	21.6	21.6	95.2
20	0.850	49.5	71.1	84.2
40	0.425	102.6	173.7	61.4
60	0.250	89.1	262.8	41.6
100	0.150	95.6	358.4	20.4
200	0.075	60.4	418.8	6.9
Pan	—	31.2	$450 = \Sigma M$	

[a] $\dfrac{\Sigma M - \text{col. } 4}{\Sigma M} \times 100 = \dfrac{450 - \text{col. } 4}{450} \times 100$

La curva de distribución de tamaño de partícula se muestra en la figura 2.20.

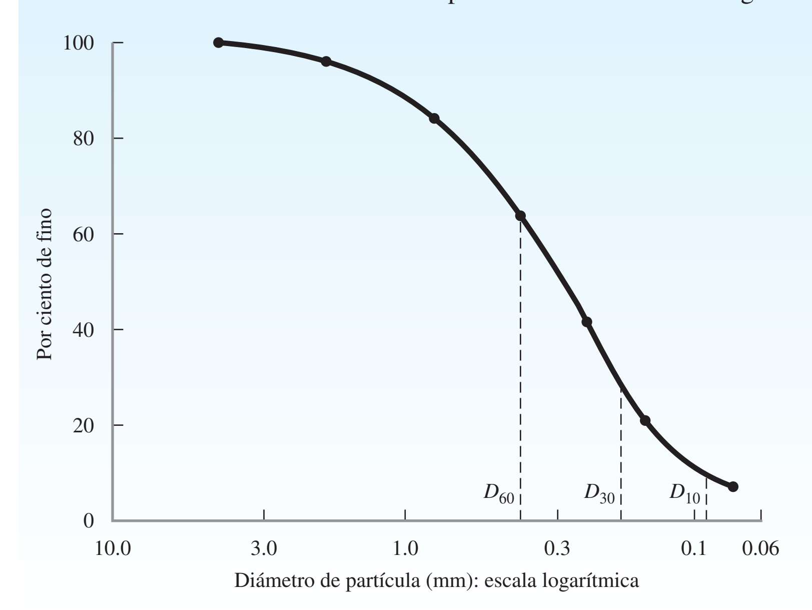


Figura 2.20

Inciso b

De la figura 2.20,

D_{60} = **0.41 mm**
D_{30} = **0.185 mm**
D_{10} = **0.09 mm**

Inciso c

De la ecuación (2.7),

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.41}{0.09} = \mathbf{4.56}$$

Inciso d

De la ecuación (2.8),

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{(0.185)^2}{(0.41)(0.09)} = \mathbf{0.93}$$

Ejemplo 2.2

A continuación se dan los tamaños de grano característicos para un suelo:

Tamaño (mm)	Por ciento de fino
0.425	100
0.033	90
0.018	80
0.01	70
0.0062	60
0.0035	50
0.0018	40
0.001	35

a. Dibuje la curva de distribución de tamaño de grano.
b. Determine los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla de acuerdo al sistema MIT.
c. Repita el inciso b usando el sistema USDA.
d. Repita el inciso b usando el sistema AASHTO.

Solución

Inciso a

La curva de distribución de tamaño de grano se muestra en la figura 2.21.

Inciso b

De la gráfica mostrada en la figura 2.21,

Paso 2 mm = 100%
Paso 0.06 mm = 95%
Paso 0.002 mm = 42%

Por lo que,

Grava: **0%**
Arena: 100% – 95% = **5%**
Limo: 95% − 42% = **53%**
Arcilla: 42% − 0% = **42%**

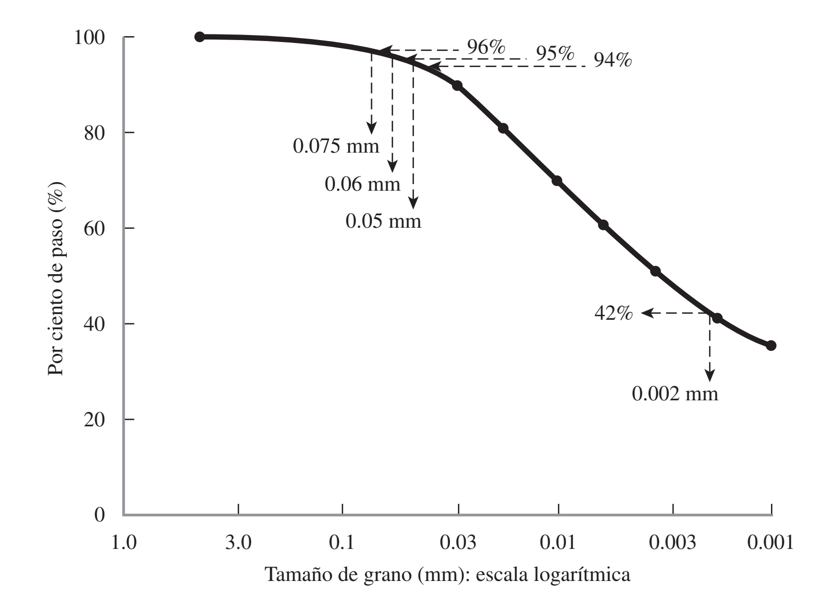


Figura 2.21

Inciso c

Paso 2 mm = 100%
Paso 0.05 mm = 94%
Paso 0.002 mm = 42%

Por lo que,

Grava: **0%**
Arena: 100% – 94% = **6%**
Limo: 94% – 42% = **52%**
Arcilla: 42% – 0% = **42%**

Inciso d

Paso 2 mm = 100%
Paso 0.075 mm = 96%
Paso 0.002 mm = 42%

Por lo que,

Grava: **0%**
Arena: 100% – 96% = **4%**
Limo: 96% – 42% = **54%**
Arcilla: 42% – 0% = **42%**

2.16 Forma de la partícula

La forma de las partículas presentes en la masa de un suelo tiene la misma importancia que la distribución de tamaño de partícula debido a su influencia significativa en las propiedades físicas de un suelo determinado. Sin embargo, no se presta demasiada atención a la forma de la partícula debido a que es más difícil de medir. La forma de la partícula, en general, puede dividirse en tres categorías de importancia:

1. Voluminosa
2. Escamosa
3. Nodulosa

Las *partículas voluminosas* se forman en su mayoría por intemperismo mecánico. Los geólogos utilizan términos como *angular, subangular, subredondeada y redondeada* para describir la forma de las partículas voluminosas. Estas formas se muestran cualitativamente en la figura 2.22. Pequeñas partículas de arena localizadas cerca de su lugar de origen generalmente

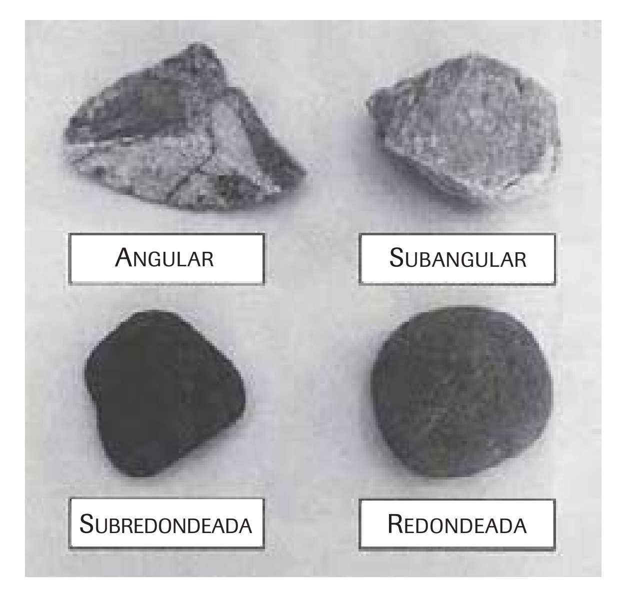


Figura 2.22 Forma de las partículas voluminosas (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

son muy angulares. Las partículas de arena acarreadas por el viento y el agua por grandes distancias pueden tener una forma que va de subredondeada a redondeada. La forma de las partículas granulares en la masa de un suelo tienen una gran influencia en las propiedades físicas del suelo, como los radios anulares máximos y mínimos, los parámetros de resistencia al corte, compresibilidad, etcétera.

Las *partículas escamosas* tiene una baja esfericidad, generalmente 0.01 o menos. Estas partículas son predominantemente minerales de arcilla.

Las *partículas nodulares* son mucho menos comunes que los otros dos tipos de partículas. Ejemplos de suelos que contienen partículas nodulares son algunos tipos de depósitos de coral y arcillas de atapulgita.

2.17 Resumen

En este capítulo analizamos el ciclo de las rocas, el origen del suelo por intemperismo o meteorización, la distribución de tamaño de partícula en la masa de un suelo, la forma de las partículas y los minerales de arcilla. Algunos puntos importantes incluyen lo siguiente:

1. Las rocas pueden clasificarse dentro de tres categorías: (a) ígneas, (b) sedimentarias y (c) metamórficas.
2. Los suelos se forman por el intemperismo químico o mecánico de las rocas.
3. Con base en el tamaño de las partículas de suelo, éste puede clasificarse como grava, arena, limo o arcilla.
4. Las arcillas son en su mayoría partículas escamosas microscópicas o submicroscópicas de mica.
5. Los minerales de arcilla son silicatos de aluminio complejos que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua.
6. El análisis mecánico es un proceso para determinar el rango de tamaño de partículas presentes en la masa de un suelo. El análisis de tamiz y de hidrómetro son dos pruebas utilizadas en el análisis mecánico de suelos.

Problemas

2.1 A continuación se muestran los resultados de un análisis de tamiz:

Tamiz núm.	Masa de suelo retenido en cada tamiz (g)
4	0
10	18.5
20	53.2
40	90.5
60	81.8
100	92.2
200	58.5
pan	26.5

a. Determine el por ciento de fino en cada tamaño de tamiz y grafique una curva de distribución de tamaño de grano.

b. Determine D_{10}, D_{30} y D_{60} a partir de la curva de distribución de tamaño de grano.

c. Calcule el coeficiente de uniformidad C_u.
d. Calcule el coeficiente de gradación C_c.

2.2 Para un suelo, dados:
$D_{10} = 0.08$ mm
$D_{30} = 0.22$ mm
$D_{60} = 0.41$ mm
Calcule el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de gradación del suelo.

2.3 Repita el problema 2.2 para los siguientes datos:
$D_{10} = 0.24$ mm
$D_{30} = 0.82$ mm
$D_{60} = 1.81$ mm

2.4 Repita el problema 2.1 con los siguientes resultados de un análisis de tamiz:

Tamiz núm.	Masa de suelo retenido en cada tamiz (g)
4	0
6	0
10	0
20	9.1
40	249.4
60	179.8
100	22.7
200	15.5
pan	23.5

2.5 Repita el problema 2.1 con los siguientes resultados de un análisis de tamiz:

Tamiz núm.	Masa de suelo retenido en cada tamiz (g)
4	0
10	44
20	56
40	82
60	51
80	106
100	92
200	85
pan	35

2.6 A continuación se dan las características de las partículas de un suelo. Dibuje la curva de distribución del tamaño de las partículas y encuentre los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla de acuerdo con el sistema MIT (tabla 2.3).

Tamaño (mm)	Por ciento más fino
0.850	100.0
0.425	92.1
0.250	85.8
0.150	77.3

Tamaño (mm)	Por ciento más fino
0.075	62.0
0.040	50.8
0.020	41.0
0.010	34.3
0.006	29.0
0.002	23.0

2.7 Repita el problema 2.6 de acuerdo con el sistema USDA (tabla 2.3).

2.8 Repita el problema 2.6 de acuerdo con el sistema AASHTO (tabla 2.3).

2.9 En una prueba de hidrómetro los resultados son los siguientes: $G_e = 2.60$, temperatura del agua = 24°, lectura del hidrómetro = 43 después de 60 minutos de iniciada la sedimentación. ¿Cuál es el diámetro, D, de las partículas de tamaño más pequeño que se asientan más allá de la zona de medición en este tiempo (esto es, $t = 60$ min)?

2.10 Repita el problema 2.9 con los siguientes valores: $G_e = 2.70$, temperatura del agua = 23°, $t = 120$ min, lectura del hidrómetro = 25.

Referencias

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING and MATERIALS (2010). *ASTM Book of Standards*, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

BOWEN, N. L. (1922). "The Reaction Principles in Petrogenesis," *Journal of Geology*, Vol. 30,177–198.

GRIM, R. E. (1953). *Clay Mineralogy*, McGraw-Hill, New York.

GRIM, R. E. (1959). "Physico-Chemical Properties of Soils: Clay Minerals," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 85, No. SM2, 1–17.

YONG, R. N., and WARKENTIN, B. P. (1966). *Introduction of Soil Behavior*, Macmillan, New York.

CAPÍTULO 3

Relaciones peso-volumen y plasticidad

3.1 Introducción

En el capítulo 2 se discutieron los procesos físicos por los que se forman los suelos, así como el parámetro de su tamaño. En el ambiente, el suelo se compone de materia en estado sólido, líquido y gaseoso. Es importante conocer el volumen de vacíos en un suelo dado y su contenido de humedad para determinar su peso unitario en el campo. Este capítulo describe las *relaciones de peso-volumen* para suelos, es decir, las relaciones entre unidad de peso, relación de vacíos, porosidad, contenido de humedad y la gravedad específica de sólidos del suelo. Hablamos de minerales de arcilla en el capítulo 2. La presencia de minerales de arcilla en un suelo afecta sus propiedades físicas, tales como la permeabilidad (es decir, el flujo de agua a través del suelo), compresión y la fuerza de corte. En la última parte de este capítulo vamos a discutir la consistencia arcillosa del suelo, que es su comportamiento con el cambio en el contenido de humedad. Esta consistencia de suelo de arcilla es un parámetro necesario para la clasificación del suelo (capítulo 4).

3.2 Relaciones peso-volumen

La figura 3.1a muestra un elemento de suelo de volumen V y el peso W, ya que existiría en un estado natural. Para desarrollar las relaciones de peso-volumen, separamos las tres fases, es decir, sólido, agua y aire, como se muestra en la figura 3.1b. Por lo tanto, el volumen total de una muestra de suelo dado puede ser expresado como

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \tag{3.1}$$

donde

V_s = volumen de sólidos del suelo
V_v = volumen de vacíos
V_w = volumen de agua en los vacíos
V_a = volumen de aire en los vacíos

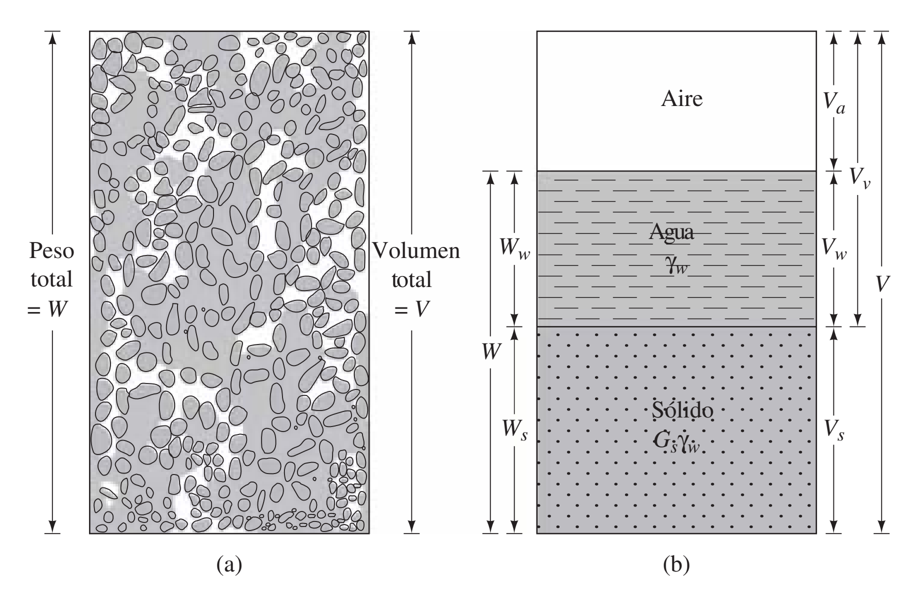


Figura 3.1 (a) Elemento de suelo en estado natural; (b) tres fases del elemento de suelo

Suponiendo que el peso del aire es insignificante, podemos dar el peso total de la muestra como

$$W = W_s + W_w \tag{3.2}$$

donde

W_s = peso de sólidos del suelo
W_w = peso del agua

Relaciones de volumen

Las relaciones de volumen de uso común para las tres fases en un elemento de suelo son la *relación de vacíos*, la *porosidad* y el *grado de saturación*. La *relación de vacíos* (e) se define como la razón del volumen de vacíos al volumen de sólidos, o

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{3.3}$$

La *porosidad* (n) se define como la razón del volumen de vacíos al volumen total, o

$$n = \frac{V_v}{V} \tag{3.4}$$

El *grado de saturación* (S) se define como la razón del volumen de agua al volumen de vacíos, o

$$S = \frac{V_w}{V_v} \tag{3.5}$$

El grado de saturación se expresa habitualmente como un porcentaje.

La relación entre la proporción de vacíos y porosidad se puede deducir de las ecuaciones (3.1), (3.3) y (3.4), como sigue:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{\left(\frac{V_v}{V}\right)}{1 - \left(\frac{V_v}{V}\right)} = \frac{n}{1 - n} \tag{3.6}$$

También, de la ecuación (3.6), tenemos

$$n = \frac{e}{1 + e} \tag{3.7}$$

Relaciones de peso

Las relaciones de peso comunes son el *contenido de humedad* y el *peso unitario*. El *contenido de humedad* (w) también se conoce como *contenido de agua* y se define como la razón del peso de agua al peso de los sólidos en un volumen dado de suelo, o

$$w = \frac{W_w}{W_s} \tag{3.8}$$

El *peso unitario* (γ) es el peso del suelo por unidad de volumen:

$$\gamma = \frac{W}{V} \tag{3.9}$$

El peso unitario también se puede expresar en términos del peso de sólidos del suelo, contenido de humedad y el volumen total. De las ecuaciones (3.2), (3.8) y (3.9), tenemos

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s\left[1 + \left(\frac{W_w}{W_s}\right)\right]}{V} = \frac{W_s(1 + w)}{V} \tag{3.10}$$

Los ingenieros de suelos a veces se refieren a la unidad de peso definida por la ecuación (3.9) como la *unidad de peso húmedo*.

En ocasiones es necesario conocer el peso por unidad de volumen de suelo excluyendo el agua. Esto se conoce como *peso unitario*, γ_d. Por lo tanto,

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \tag{3.11}$$

De las ecuaciones (3.10) y (3.11), se puede obtener la relación entre peso unitario, peso unitario seco y contenido de humedad

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \tag{3.12}$$

El peso unitario se expresa en kilonewtons por metro cúbico (kN/m^3). Ya que el newton es una unidad derivada, a veces puede ser conveniente trabajar con densidades (ρ) de suelo. La

unidad de densidad SI es el kilogramo por metro cúbico (kg/m^3). Podemos escribir las ecuaciones de densidad [similares a las ecuaciones (3.9) y (3.11)] como

$$\rho = \frac{m}{V} \tag{3.13}$$

y

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} \tag{3.14}$$

donde

ρ = densidad de suelo (kg/m^3)
ρ_d = densidad seca del suelo (kg/m^3)
m = masa total de la muestra de suelo (kg)
m_s = masa de sólidos del suelo de la muestra (kg)

La unidad de volumen total, V, es el m^3.

Los pesos unitarios de suelo en kN/m^3 pueden obtenerse a partir de las densidades en kg/m^3 como

$$\gamma = \frac{\rho \cdot g}{1000} = \frac{9.81\rho}{1000} \tag{3.15}$$

y

$$\gamma_d = \frac{\rho_d \cdot g}{1000} = \frac{9.81\rho_d}{1000} \tag{3.16}$$

donde g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2.

3.3 Relaciones entre peso unitario, relación de vacíos, contenido de humedad y gravedad específica

Para obtener una relación entre peso unitario (o densidad), relación de vacíos y contenido de humedad, considere un volumen de suelo en el que el volumen de los sólidos del suelo es 1, como se muestra en la figura 3.2. Si el volumen de los sólidos del suelo es 1, entonces el volumen de vacíos es numéricamente igual a la relación de vacíos, e [de la ecuación (3.3)]. Los pesos de sólidos del suelo y el agua pueden darse como

$$W_s = G_s\gamma_w$$
$$W_w = wW_s = wG_s\gamma_w$$

donde

G_s = gravedad específica de sólidos del suelo
w = contenido de humedad
γ_w = unidad de peso de agua

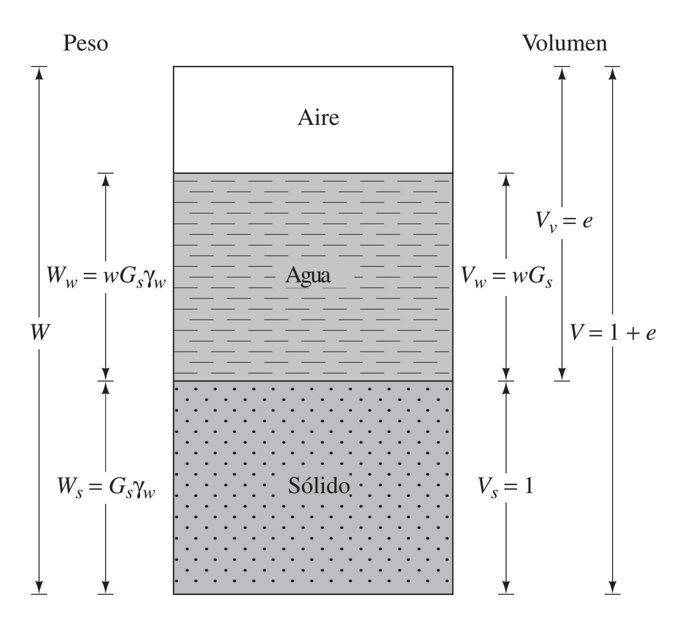


Figura 3.2 Tres fases separadas de una muestra de suelo con volumen de sólidos de suelo igual a 1

El peso unitario del agua es 9.81 kN/m^3. Ahora, utilizando las definiciones de peso unitario y peso unitario seco [ecuaciones (3.9) y (3.11)], podemos escribir

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s\gamma_w + wG_s\gamma_w}{1 + e} = \frac{(1 + w)G_s\gamma_w}{1 + e} \tag{3.17}$$

y

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s\gamma_w}{1 + e} \tag{3.18}$$

Puesto que el peso de agua en el elemento de suelo bajo consideración es $wG_s\gamma_w$, el volumen ocupado por que es

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{wG_s\gamma_w}{\gamma_w} = wG_s$$

Por lo tanto, a partir de la definición del grado de saturación [ecuación (3.5)], tenemos que

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{e}$$

o

$$Se = wG_s \tag{3.19}$$

Ésta es una ecuación muy útil para resolver problemas que implican relaciones de tres fases.

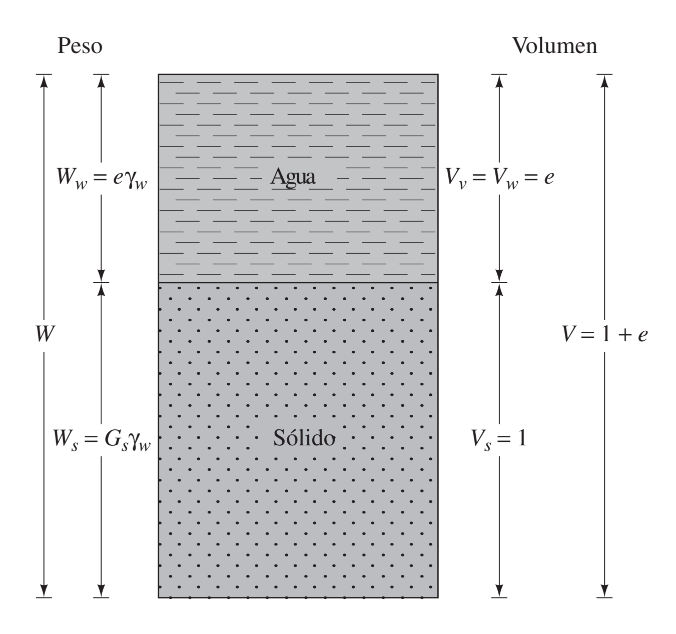


Figura 3.3 Elemento de suelo saturado con un volumen de sólidos de suelo igual a 1

Si la muestra de suelo está *saturada*, los espacios vacíos se llenan completamente con agua (figura 3.3), la relación de peso unitario saturado se puede deducir de una manera similar:

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1 + e} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} \tag{3.20}$$

donde γ_{sat} = peso unitario saturado del suelo.

Como se ha mencionado, debido a que es conveniente trabajar con densidades, las siguientes ecuaciones [similares a las relaciones de peso unitario dadas en las ecuaciones (3.17), (3.18) y (3.20)] son útiles:

$$\text{Densidad} = \rho = \frac{(1 + w)G_s\rho_w}{1 + e} \tag{3.21}$$

$$\text{Densidad seca} = \rho_d = \frac{G_s\rho_w}{1 + e} \tag{3.22}$$

$$\text{Densidad saturada} = \rho_{sat} = \frac{(G_s + e)\rho_w}{1 + e} \tag{3.23}$$

donde ρ_w = densidad del agua = 1000 kg/m^3.

Algunos valores típicos de la relación de vacíos, el contenido de humedad en una condición saturada y el peso unitario seco para los suelos en un estado natural se dan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Relación de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco para algunos tipos de suelo en estado natural

Tipo de suelo	Relación de vacíos, e	Contenido natural de humedad en un estado saturado (%)	Peso unitario seco, γ_d (kN/m³)
Arena uniforme floja	0.8	30	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	18
Arena limosa angular de grano flojo	0.65	25	16
Arena limosa angular de grano denso	0.4	15	19
Arcilla dura	0.6	21	17
Arcilla blanda	0.9–1.4	30–50	11.5–14.5
Loess	0.9	25	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5–3.2	90–120	6–8
Cajón glacial	0.3	10	21

3.4 Relaciones entre peso unitario, porosidad y contenido de humedad

Las relaciones entre *peso unitario*, *porosidad* y *contenido de humedad* se pueden desarrollar de una manera similar a la presentada en la sección anterior. Considere un suelo que tiene un volumen total igual a 1, como se muestra en la figura 3.4. De la ecuación (3.4),

$$n = \frac{V_v}{V}$$

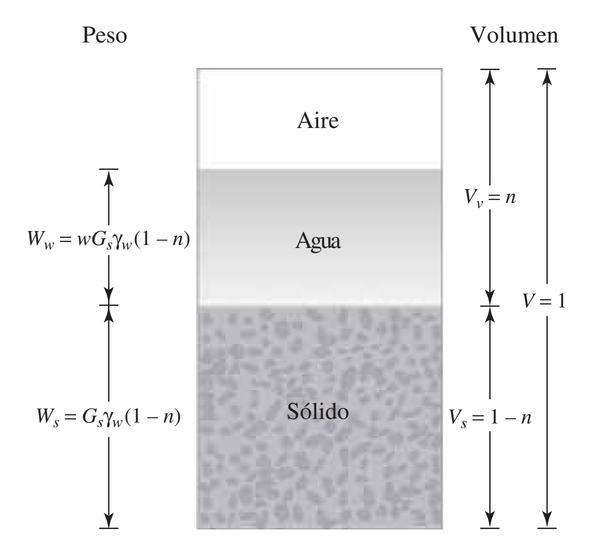


Figura 3.4 Elemento de suelo con un volumen total igual a 1

Si V es igual a 1, a continuación V_v es igual a n, de modo que $V_s = 1 - n$. Entonces el peso de sólidos del suelo (W_s) y el peso de agua (W_w) se puede expresar de la siguiente manera:

$$W_s = G_s\gamma_w(1 - n) \tag{3.24}$$

$$W_w = wW_s = wG_s\gamma_w(1 - n) \tag{3.25}$$

Por lo tanto, el peso específico seco es igual a

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s\gamma_w(1 - n)}{1} = G_s\gamma_w(1 - n) \tag{3.26}$$

El peso unitario húmedo es igual a

$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V} = G_s\gamma_w(1 - n)(1 + w) \tag{3.27}$$

La figura 3.5 presenta una muestra de suelo que está saturado y tiene $V = 1$. De acuerdo con esta figura,

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{(1 - n)G_s\gamma_w + n\gamma_w}{1} = [(1 - n)G_s + n]\gamma_w \tag{3.28}$$

El contenido de humedad de una muestra de suelo saturado se puede expresar como

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{n\gamma_w}{(1 - n)\gamma_w G_s} = \frac{n}{(1 - n)G_s} \tag{3.29}$$

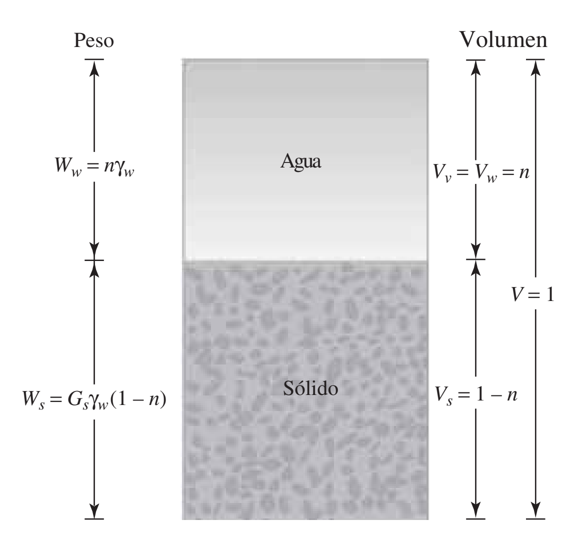


Figura 3.5 Elemento de suelo saturado con un volumen total igual a 1

Ejemplo 3.1

Un suelo húmedo tiene estos valores: $V = 7.08 \times 10^{-3}$ m^3, $m = 13.95$ kg, $w = 9.8\%$ y $G_s = 2.66$.

Determine lo siguiente:

a. ρ **b.** ρ_d **c.** e
d. n **e.** $S(\%)$ **f.** Volumen ocupado por agua

Solución

Inciso a

De la ecuación (3.13),

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{13.95}{7.08 \times 10^{-3}} = \mathbf{1970.3\ kg/m^3}$$

Inciso b

De la ecuación (3.12),

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1970.3}{1 + \left(\frac{9.8}{100}\right)} = \mathbf{1794.4\ kg/m^3}$$

Inciso c

De la ecuación (3.22),

$$e = \frac{G_s \rho_w}{\rho_d} - 1$$

$$e = \frac{(2.66)(1000)}{1794.4} - 1 = \mathbf{0.48}$$

Inciso d

De la ecuación (3.7),

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.48}{1 + 0.48} = \mathbf{0.324}$$

Inciso e

De la ecuación (3.19),

$$S(\%) = \left(\frac{wG_s}{e}\right)(100) = \frac{(0.098)(2.66)}{0.48}(100) = \mathbf{54.3\%}$$

Inciso f

La masa del sólido es

$$m_s = \frac{m}{1 + w} = \frac{13.95}{1 + 0.098} = 12.7 \text{ kg}$$

Por tanto, la masa de agua es

$$m_w = m - m_s = 13.95 - 12.7 = 1.25 \text{ kg}$$

El volumen de agua es

$$V_w = \frac{m_w}{\rho_w} = \frac{1.25}{1000} = \mathbf{0.00125\ m^3}$$

Ejemplo 3.2

En estado natural, un suelo húmedo tiene un volumen de 0.3 m^3 y pesa 5500 N. El peso seco del suelo es 4911 N. Si $G_s = 2.74$, calcule el contenido de humedad, el peso unitario húmedo, peso unitario seco, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación.

Solución

Consulte la figura 3.6. El contenido de humedad [ecuación (3.8)] es

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W - W_s}{W_s} = \frac{5500 - 4911}{4911} = \frac{589}{4911} \times 100 = \mathbf{12.0\%}$$

La unidad de peso húmedo [ecuación (3.9)] es

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{5500}{0.3} = 18{,}333 \text{ N/m}^3 \approx \mathbf{18.33\ kN/m^3}$$

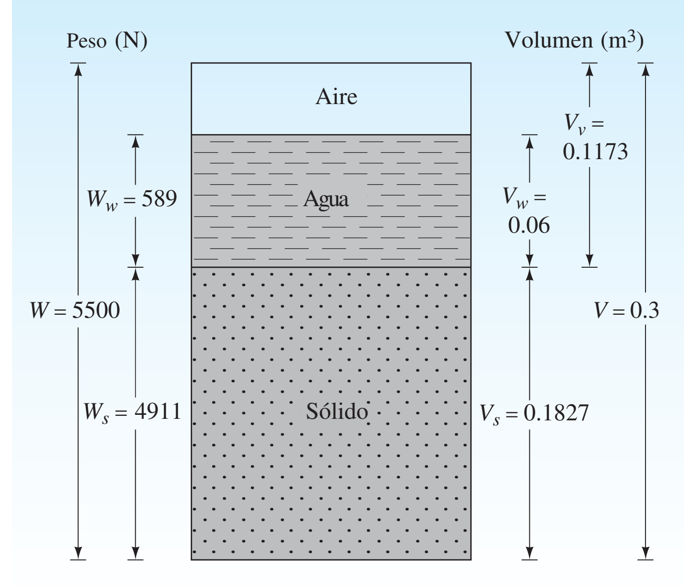


Figura 3.6

Para el peso unitario seco [ecuación (3.11)], tenemos

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{4911}{0.3} = 16\,370 \text{ N/m}^3 \approx \mathbf{16.37\ kN/m^3}$$

La relación de vacíos [ecuación (3.3)] es determinada de la siguiente manera:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$V_s = \frac{W_s}{G_s\gamma_w} = \frac{4.911 \text{ kN}}{2.74 \times 9.81} = 0.1827 \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = 0.3 - 0.1827 = 0.1173 \text{ m}^3$$

así

$$e = \frac{0.1173}{0.1827} \approx \mathbf{0.64}$$

Para la porosidad [ecuación (3.7)] tenemos:

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.64}{1 + 0.64} = \mathbf{0.39}$$

El grado de saturación [ecuación (3.5)], se determina como sigue:

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{0.589 \text{ kN}}{9.81} = 0.06 \text{ m}^3$$

así

$$S = \frac{0.06}{0.1173} \times 100 = \mathbf{51.2\%}$$

Ejemplo 3.3

Una muestra representativa de suelo recogida en el campo pesa 1.8 kN y tiene un volumen de 0.1 m^3. El contenido de humedad determinado en el laboratorio es de 12.6%. Dada G_s = 2.71, encuentre lo siguiente:

a. Peso unitario húmedo
b. Peso unitario seco
c. Relación de vacíos
d. Porosidad
e. Grado de saturación

Solución

Inciso a: Peso unitario húmedo

De la ecuación (3.9)

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{1.8\ \text{kN}}{0.1\ \text{m}^3} = \mathbf{18\ kN/m^3}$$

Inciso b: Peso unitario seco

De la ecuación (3.12)

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{18}{1 + \frac{12.6}{100}} = \mathbf{15.99\ kN/m^3}$$

Inciso c: Relación de vacíos

De la ecuación (3.18)

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

o

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{(2.71)(9.81)}{15.99} - 1 = \mathbf{0.66}$$

Inciso d: Porosidad

De la ecuación (3.7)

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.66}{1 + 0.66} = \mathbf{0.398}$$

Inciso e: Grado de saturación

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{e} = \frac{(0.126)(2.71)}{0.66} \times 100 = \mathbf{51.7\%}$$

Ejemplo 3.4

Un suelo saturado tiene un peso unitario seco de 16.2 kN/m^3. Su contenido de humedad es del 20%. Determine: (a) γ_{sat}, (b) G_s y (c) e.

Solución

Inciso a: Peso unitario saturado

De la ecuación (3.12)

$$\gamma_{sat} = \gamma_d(1 + w) = (16.2)\left(1 + \frac{20}{100}\right) = \mathbf{19.44\ kN/m^3}$$

Inciso b: Gravedad específica, G_s

De la ecuación (3.18)

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

También, de la ecuación 3.19, para suelos saturados, $e = wG_s$. Por tanto

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + wG_s}$$

Así,

$$16.2 = \frac{G_s(9.81)}{1 + (0.20)G_s}$$

o

$$16.2 + 3.24G_s = 9.81G_s$$
$$G_s = \mathbf{2.465} \approx \mathbf{2.47}$$

Inciso c: Relación de vacíos, *e*
Para sólidos saturados

$$e = wG_s = (0.2)(2.47) = \mathbf{0.49}$$

Ejemplo 3.5

Los siguientes datos se dan en un suelo: porosidad = 0.45, gravedad específica de los sólidos del suelo = 2.68 y contenido de humedad = 10%. Determine la masa de agua que debe agregarse a 10 m^3 de tierra para la saturación completa.

Solución

De la ecuación (3.6) tenemos

$$e = \frac{n}{1 - n} = \frac{0.45}{1 - 0.45} = 0.82$$

La densidad húmeda de suelo [ecuación (3.21)] es

$$\rho = \frac{(1 + w)G_s \rho_w}{1 + e} = \frac{(1 + 0.1)2.68 \times 1000}{1 + 0.82} = 1619.8 \text{ kg/m}^3$$

La densidad saturada de suelo [ecuación (3.23)] es

$$\rho_{sat} = \frac{(G_s + e)\rho_w}{1 + e} = \frac{(2.68 + 0.82)1000}{1 + 0.82} = 1923 \text{ kg/m}^3$$

La masa de agua necesaria por metro cúbico es

$$\rho_{sat} - \rho = 1923 - 1619.8 = 303.2 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la masa total de agua que debe añadirse es

$$303.2 \times 10 = \mathbf{3032 \text{ kg}}$$

3.5 Densidad relativa

El término *densidad relativa* se utiliza comúnmente para indicar la densidad *in situ* o soltura de suelo granular. Se define como

$$D_r = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \tag{3.30}$$

donde

D_r = densidad relativa, por lo general expresada en porcentaje
e = relación de vacíos *in situ* del suelo
$e_{máx}$ = proporción de vacíos del suelo en la condición más suelta
$e_{mín}$ = proporción de vacíos del suelo en la condición más densa

Los valores de D_r pueden variar desde un mínimo de 0 para el suelo muy suelto, a un máximo de 1 para el suelo muy denso. Los ingenieros de suelos describen cualitativamente los depósitos de suelos granulares según sus densidades relativas, como se muestra en la tabla 3.2.

Mediante el uso de la definición de peso unitario seco dado en la ecuación (3.18), podemos expresar la densidad relativa en términos de pesos unitarios secos posibles máximos y mínimos. Por lo tanto,

$$D_r = \frac{\left[\dfrac{1}{\gamma_{d(mín)}}\right] - \left[\dfrac{1}{\gamma_d}\right]}{\left[\dfrac{1}{\gamma_{d(mín)}}\right] - \left[\dfrac{1}{\gamma_{d(máx)}}\right]} = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(mín)}}{\gamma_{d(máx)} - \gamma_{d(mín)}}\right]\left[\frac{\gamma_{d(máx)}}{\gamma_d}\right] \tag{3.31}$$

donde

$\gamma_{d(mín)}$ = peso unitario seco en la condición más floja (en una relación de vacíos de $e_{máx}$)
γ_d = peso unitario seco *in situ* (en una relación de vacíos de correo)
$\gamma_{d(máx)}$ = peso unitario seco en la condición más densa (en una relación de vacíos de $e_{mín}$)

Cubrinovski e Ishihara (2002) estudiaron la variación de $e_{máx}$ y $e_{mín}$ para un número muy grande de suelos. Con base en las líneas de regresión lineal de ajuste óptimo, se proporcionan las siguientes relaciones.

- Arena limpia (F_c = 0 a 5%)

$$e_{máx} = 0.072 + 1.53\, e_{mín} \tag{3.32}$$

Tabla 3.2 Descripción cualitativa de depósitos granulares de suelo

Densidad relativa (%)	Descripción del depósito de suelo
0–15	Muy suelto
15–50	Suelto
50–70	Medio
70–85	Denso
85–100	Muy denso

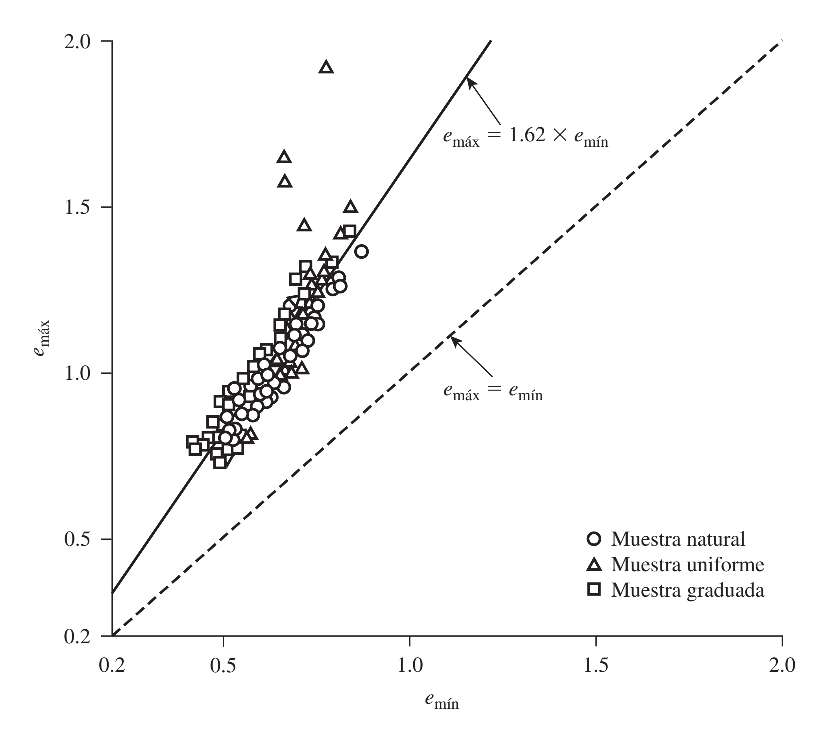


Figura 3.7 Resultados de las pruebas de Miura *et al.* (1997). Gráfica de $e_{máx}$ *vs*. $e_{mín}$ para arena limpia

- Arena con finos ($5 < F_c \leq 15\%$)

$$e_{máx} = 0.25 + 1.37\, e_{mín} \tag{3.33}$$

- Arena con finos y arcilla ($15 < F_c \leq 30\%$; $P_c = 5$ a 20%)

$$e_{máx} = 0.44 + 1.21\, e_{mín} \tag{3.34}$$

donde

F_c = fracción fina para tamaño de grano menor que 0.075 mm
P_c = fracción de arcilla de tamaño (< 0.005 mm)

Miura *et al.* (1997) determinaron los máximos y mínimos en relaciones de vacíos de un gran número de muestras de arena limpia. Basándose en estos resultados de prueba, se observó que (figura 3.7)

$$e_{máx} \approx 1.62 e_{mín} \tag{3.35}$$

Comparando las ecuaciones (3.32) y (3.35), es razonable suponer

$$e_{máx} \approx 1.6 e_{mín} \tag{3.36}$$

Cubrinovski e Ishihara (1999, 2002) también estudiaron la variación de $e_{máx}$ y $e_{mín}$ con el tamaño de grano medio (D_{50}) y recomendaron la siguiente correlación:

$$e_{máx} - e_{mín} = 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}\,(\text{mm})} \tag{3.37}$$

Ejemplo 3.6

Resultados de las pruebas de laboratorio de una muestra de arena limpia son $e_{\text{máx}} = 0.81$, $G_s = 2.68$. La misma arena es compactada en el campo a un peso unitario en seco de $15.68\ \text{kN/m}^3$. Estime la densidad relativa de la compactación en el campo.

Solución

De la ecuación (3.36),

$$e_{\text{mín}} \approx \frac{e_{\text{máx}}}{1.6} = \frac{0.81}{1.6} = 0.506$$

También, de la ecuación (3.18)

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

Por lo tanto

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{(2.68)(9.81)}{15.68} - 1 = 0.677$$

De la ecuación (3.30)

$$D_r(\%) = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \times 100 = \frac{0.81 - 0.677}{0.81 - 0.506} \times 100 = \mathbf{43.75}\%$$

3.6 Consistencia del suelo

Cuando los minerales de arcilla están presentes en el suelo de grano fino, el suelo se puede remover en presencia de algo de humedad sin que se desmorone. Esta naturaleza cohesiva se debe al agua adsorbida que rodea a las partículas de arcilla. En 1900, un científico sueco llamado Albert Mauritz Atterberg desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad. Con un contenido de humedad muy bajo, el suelo se comporta más como un sólido quebradizo. Cuando el contenido de humedad es muy alto, el suelo y el agua pueden fluir como un líquido. Por lo tanto, sobre una base arbitraria, dependiendo del contenido de humedad, la naturaleza del comportamiento del suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos: *sólido*, *semisólido*, *plástico* y *líquido*, como se muestra en la figura 3.8.

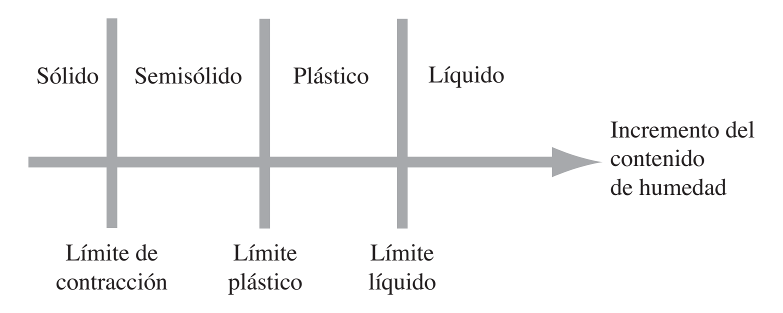


Figura 3.8 Límites de Atterberg

El contenido de humedad, expresado en porcentaje, en el que se lleva a cabo la transición del estado sólido al estado semisólido se define como el *límite de contracción*. El contenido de humedad en el punto de transición del estado semisólido al estado plástico es el *límite plástico,* y del estado plástico al estado líquido es el *límite líquido*. Estos límites son también conocidos como *límites de Atterberg*.

Límite líquido (*LL*)

En la figura 3.9a se muestra el diagrama esquemático (vista lateral) de un dispositivo de límite líquido. Este dispositivo consiste en una copa de latón y una base de goma dura. La copa de latón se puede soltar sobre la base por una leva operada por una manivela. Para la prueba de límite líquido, se coloca una pasta de suelo en la copa y se hace un corte en el centro de la pasta de suelo, usando la herramienta de ranurado estándar (figura 3.9b). Entonces la copa se eleva con la leva accionada por la manivela y se deja caer desde una altura de 10 mm. El contenido de humedad, en porcentaje, necesario para cerrar una distancia de 12.7 mm a lo largo de la parte inferior de la ranura (ver las figuras 3.9c y 3.9d) después de 25 golpes se define como el *límite líquido*. La figura 3.10 muestra la fotografía de un dispositivo de límite líquido y una herramienta de ranurado.

El procedimiento para la prueba de límite líquido dada en ASTM es la Designación ASTM D-4318. Es difícil ajustar el contenido de humedad en el suelo para satisfacer el cierre requerido de 12.7 mm de la ranura en la pasta de suelo con 25 golpes. Por lo tanto, al menos se realizan cuatro pruebas para el mismo suelo con un contenido variable de humedad para determinar el número de golpes N, que varía entre 15 y 35, necesario para lograr el cierre. El contenido de humedad del suelo en porcentaje y el correspondiente número de golpes se representan gráficamente en papel cuadriculado semilogarítmico (figura 3.11). La relación entre el contenido de humedad y log N es casi como una línea recta. Esto se conoce como *curva de flujo*. El contenido de humedad correspondiente a $N = 25$, determinado a partir de la curva de flujo, da el límite líquido del suelo.

Otro método para la determinación del límite líquido, que es popular en Europa y Asia, es el *método cono de penetración* (British Standard—BS1377). En esta prueba el límite líquido se define como el contenido de humedad en la que un cono estándar de ángulo de vértice 30º y un peso de 0.78 N (80 gf) penetra una distancia $d = 20$ mm en 5 segundos cuando se deja caer desde una posición de punto de contacto con la superficie del suelo (figura 3.12a). Debido a la dificultad para conseguir el límite de líquido de una sola prueba, pueden llevarse a cabo cuatro o más pruebas con diferentes contenidos de humedad para determinar la penetración del cono, d.

Entonces se puede representar una gráfica semilogarítmica con un contenido de humedad (w) frente a la penetración del cono d. Los resultados de la trama en una línea recta. El contenido de humedad correspondiente a $d = 20$ mm es el límite líquido (figura 3.12b). La figura 3.13 es la fotografía de un aparato de cono de penetración.

Límite plástico (*PL*)

El *límite plástico* se define como el contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo al enrollarse en hilos de 3.2 mm de diámetro se desmorona. El límite plástico es el límite inferior del escenario plástico del suelo. La prueba es simple y se realiza mediante rodados repetidos por parte de una masa de tierra de tamaño elipsoidal sobre una placa de vidrio esmerilado (figura 3.14).

El *índice de plasticidad* (*PI*) es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo, o

$$PI = LL - PL \tag{3.38}$$

El procedimiento para la prueba de límite plástico se da en la norma ASTM, Designación ASTM D-4318.

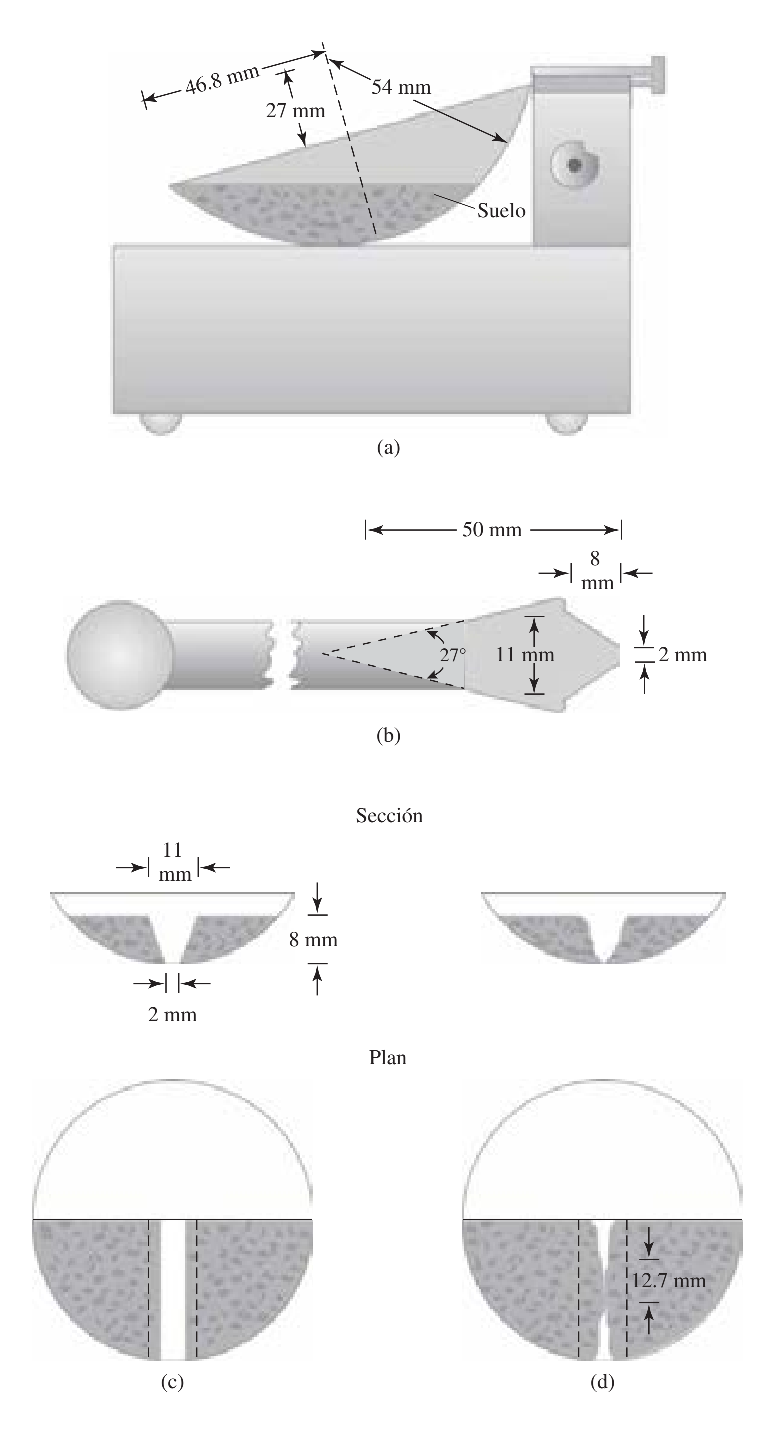


Figura 3.9 Prueba de límite líquido: (a) dispositivo de límite líquido, (b) herramienta de ranurado, (c) porción de suelo antes de la prueba, (d) porción de suelo después de la prueba



Figura 3.10 Dispositivo de límite líquido y herramienta de ranurado (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

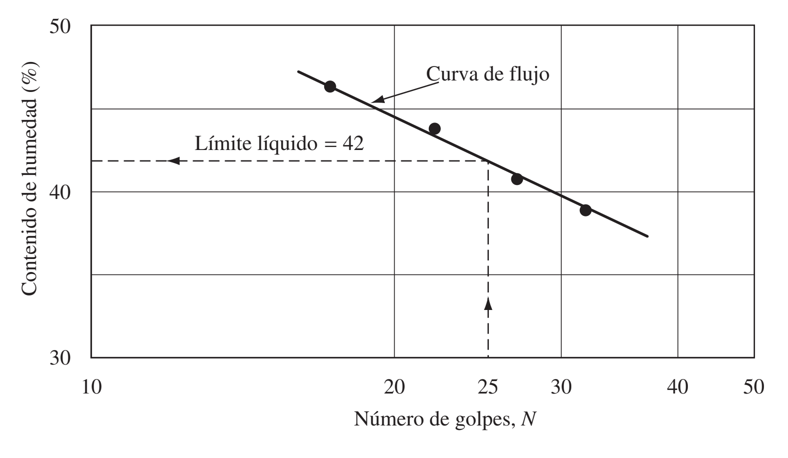
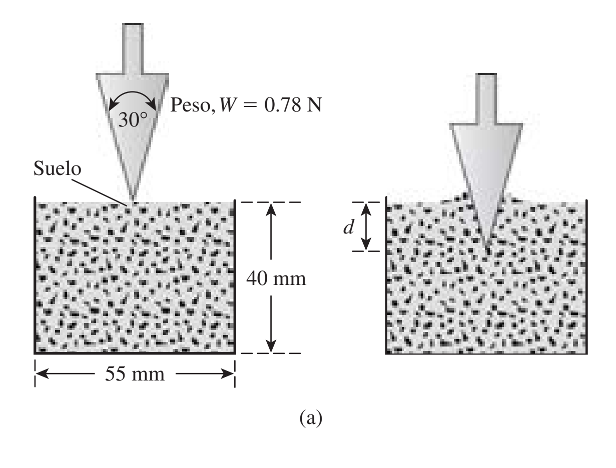


Figura 3.11 Curva de flujo para la determinación del límite líquido de una arcilla limosa

Al igual que en el caso de la determinación del límite líquido, el método de penetración de cono se puede utilizar para obtener el límite plástico. Esto se puede lograr mediante el uso de un cono de geometría similar, pero con una masa de 2.35 N (240 gf). Se llevan a cabo de tres a cuatro pruebas con diferentes contenidos de humedad del suelo y se determinan las penetracio-



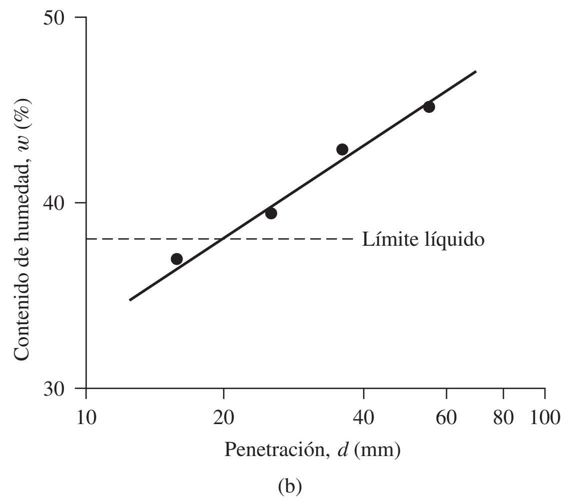


Figura 3.12 (a) Prueba de penetración de cono. (b) Gráfica de contenido de humedad en función de la penetración de cono para la determinación del límite líquido

nes de cono correspondientes (d). El contenido de humedad que corresponde a una penetración de cono de $d = 20$ mm es el límite plástico. La figura 3.15 muestra la determinación de los límites líquido y plástico de Cambridge Gault para arcilla reportado por Worth y Wood (1978).

Límite de contracción (*SL*)

La masa de suelo se contrae a medida que éste pierde humedad gradualmente. Con la pérdida continua de humedad se alcanza un estado de equilibrio hasta el punto en el que más pérdida de humedad no dará lugar a ningún cambio de volumen adicional (figura 3.16). El contenido de humedad, en porcentaje, en el que el cambio de volumen de la masa de suelo cesa se define como *límite de contracción*.

Pruebas de límite de contracción se llevan a cabo en el laboratorio con un plato de porcelana de unos 44 mm de diámetro y aproximadamente 13 mm de altura. El interior de la cápsula se recubre con gelatina de petróleo y luego se llena completamente con el suelo mojado. El exceso de suelo por encima del borde de la placa se quita con una regla y se registra la masa del



Figura 3.13 Dispositivo de penetración de cono (Cortesía de N. Sivakugan, James Cook University, Australia)



Figura 3.14 Prueba de límite plástico (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

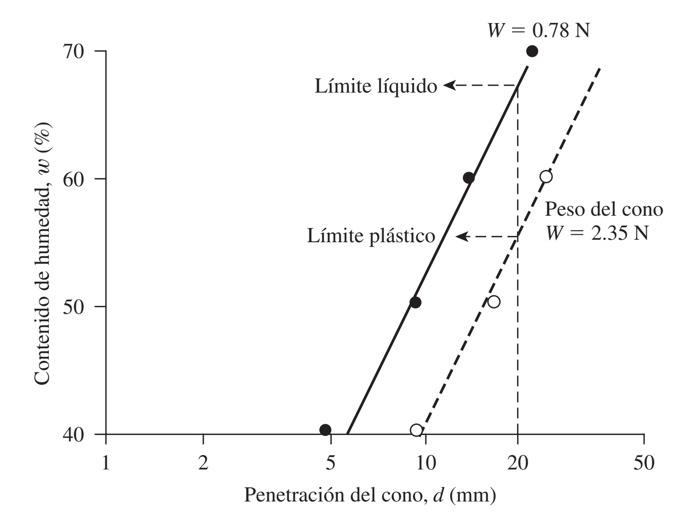


Figura 3.15 Determinación de los límites líquido y plástico de Cambridge Gault por medio de la prueba de penetración de cono

suelo húmedo en el interior del plato. Después la porción del suelo en el plato es secada en un horno. El volumen de la porción de tierra secado al horno se determina por el desplazamiento de mercurio. Este procedimiento se daba en la Designación ASTM D-427, y se ha descontinuado desde 2008. Debido a que el manejo de mercurio puede ser peligroso, la Designación ASTM D-4943 describe un método de inmersión de la porción de suelo secado en el horno en una olla de cera fundida. Al enfriarse la porción de suelo encerado se determina su volumen sumergiéndola en agua.

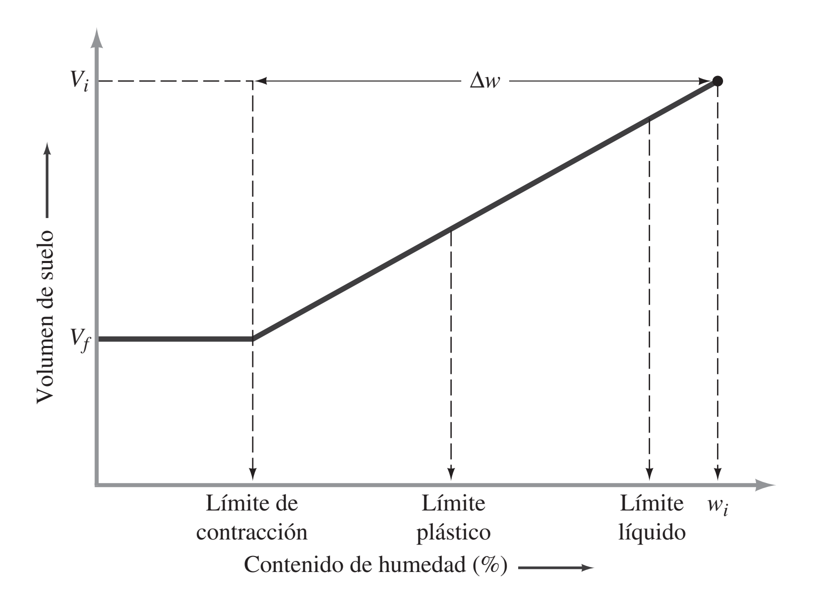


Figura 3.16 Definición del límite de contracción

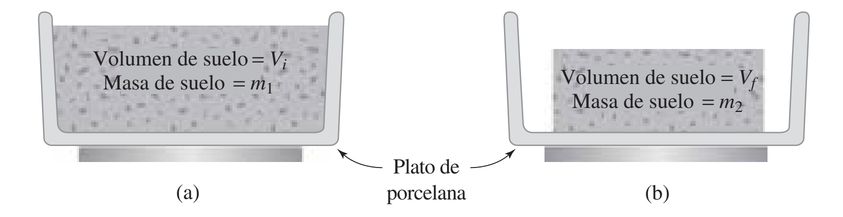


Figura 3.17 Prueba de límite de contracción: (a) porción de suelo antes del secado; (b) porción de suelo después del secado

Con base en la figura 3.16, se puede determinar el límite de contracción de la siguiente manera:

$$SL = w_i\,(\%) - \Delta w\,(\%) \tag{3.39}$$

donde

w_i = contenido de humedad inicial cuando se coloca el suelo en el plato del límite de contracción
Δw = cambio en el contenido de humedad (es decir, entre el contenido de humedad inicial y el contenido de humedad en el límite de contracción)

Sin embargo,

$$w_i\,(\%) = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \tag{3.40}$$

donde

m_1 = masa de la porción de suelo mojado en el plato al inicio de la prueba (g)
m_2 = masa de la porción de suelo seco (g) (véase la figura 3.17)

Además,

$$\Delta w\,(\%) = \frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2} \times 100 \tag{3.41}$$

donde

V_i = volumen inicial de la porción de suelo húmedo (es decir, el volumen en el interior del plato, cm^3)
V_f = volumen de la porción de suelo secada en el horno (cm^3)
ρ_w = densidad del agua (g/cm^3)

Ahora, combinando las ecuaciones (3.39), (3.40) y (3.41), tenemos

$$SL = \left(\frac{m_1 - m_2}{m_2}\right)(100) - \left[\frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2}\right](100) \tag{3.42}$$

3.7 Actividad

Dado que la propiedad plástica del suelo resulta del agua adsorbida que rodea las partículas de arcilla, es de esperar que el tipo de minerales de arcilla y sus cantidades proporcionales en un suelo afectará los límites líquido y plástico. Skempton (1953) observó que el índice de plasticidad de un suelo aumenta linealmente con el porcentaje de la fracción de tamaño de arcilla

Tabla 3.3 Actividad de los minerales de arcilla

Mineral	Actividad, *A*
Esmectitas	1–7
Ilita	0.5–1
Caolinita	0.5
Haloisita ($2H_2O$)	0.5
Holoisita ($4H_2O$)	0.1
Atapulgita	0.5–1.2
Alofano	0.5–1.2

(más fino de 2 μ en peso) presente en ella. Sobre la base de estos resultados, Skempton define una cantidad denominada *actividad*, que es la pendiente de la línea de correlación de *PI* y el por ciento más fino que 2 μ. Esta actividad se puede expresar como

$$A = \frac{PI}{\text{porcentaje de tamaño de arcilla, por peso}} \tag{3.43}$$

donde A = actividad. La actividad se utiliza como un índice para identificar el potencial de hinchazón de los suelos arcillosos. Los valores típicos para las actividades de diversos minerales de arcilla se enumeran en la tabla 3.3 (Mitchell, 1976).

Seed, Woodward y Lundgren (1964) estudiaron la propiedad plástica de varias mezclas preparadas artificialmente de arena y arcilla. Llegaron a la conclusión de que si bien la relación del índice de plasticidad para el porcentaje de la fracción de tamaño de arcilla es lineal, como fue observado por Skempton, la línea puede no pasar siempre a través del origen. Ellos demostraron que la relación del índice de plasticidad con el porcentaje de la fracción de tamaño de arcilla presente en un suelo puede ser representada por dos líneas rectas. Esta relación se muestra

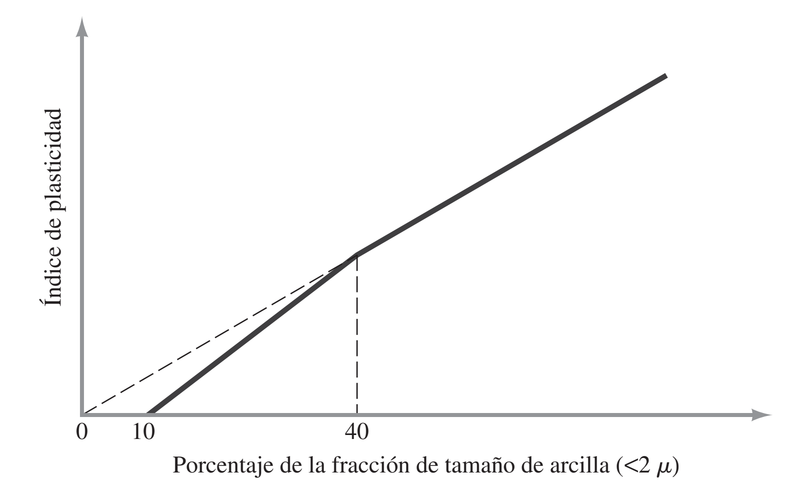


Figura 3.18 Relación simplificada entre el índice de plasticidad y el porcentaje de la fracción de tamaño de arcilla por peso

cualitativamente en la figura 3.18. Para fracciones de arcilla de tamaño superior a 40%, la línea recta pasa por el origen cuando se proyecta hacia atrás.

3.8 Índice de liquidez

La consistencia relativa de un suelo cohesivo en estado natural puede ser definida por una relación llamada *índice de liquidez* (*LI*):

$$LI = \frac{w - PL}{LL - PL} \tag{3.44}$$

donde w = es el contenido de humedad *in situ* de suelo.

El contenido de humedad *in situ* de una arcilla sensible puede ser mayor que el límite líquido. En ese caso,

$$LI > 1$$

Estos suelos, cuando se remodelan se pueden convertir en una forma viscosa que fluye como un líquido.

Los depósitos de suelo que están muy sobreconsolidados pueden tener un contenido natural de humedad inferior al límite plástico. En ese caso,

$$LI < 1$$

Los valores del índice de liquidez para algunos de estos suelos pueden ser negativos.

3.9 Carta de plasticidad

Los límites líquido y plástico se determinan por pruebas de laboratorio relativamente sencillas que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas han sido utilizadas ampliamente por los ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo, así como para la identificación del mismo. Casagrande (1932) estudió la razón del índice de plasticidad con el límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales. Sobre la base de los resultados de la prueba, se propuso una carta de plasticidad como la que se muestra en la figura 3.19. La característica importante de este cuadro es la línea *A* empírica que está dada por la ecuación $PI = 0.73(LL - 20)$. La línea *A* separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Las gráficas de los índices de plasticidad contra límites líquidos de arcillas inorgánicas se encuentran por encima de la línea *A*, y las de limos inorgánicos se encuentran por debajo de esta línea. Los limos orgánicos se grafican en la misma región (por debajo de la línea *A* y con *LL* que va de 30 a 50), como los limos inorgánicos de compresibilidad media. Las arcillas orgánicas parcela se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta compresibilidad (por debajo de la línea *A* y *LL* mayor de 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el Sistema de Clasificación Unificado de Suelos.

Considere que una línea llamada *U* se encuentra por encima de la línea *A*. La línea *U* es de aproximadamente el límite superior de la relación del índice de plasticidad al límite de líquido para cualquier suelo encontrado hasta ahora. La ecuación de la línea *U* se puede dar como

$$PI = 0.9(LL - 8) \tag{3.45}$$

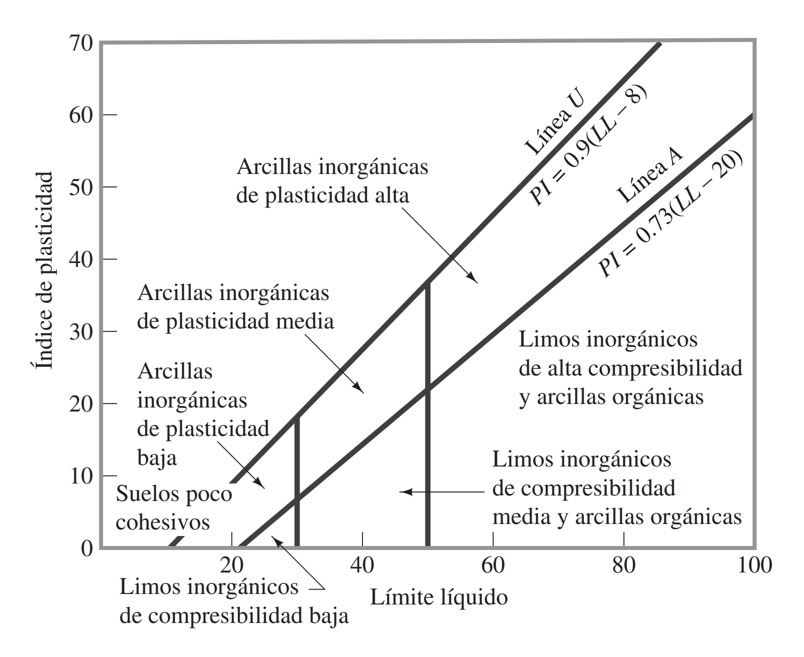


Figura 3.19 Carta de plasticidad

3.10 Resumen

En este capítulo hemos hablado de lo siguiente:

1. Las relaciones de peso-volumen que incluyen
   - Relación de vacíos (e)
   - Porosidad (n)
   - Contenido de humedad (w)
   - Grado de saturación (S)
   - Pesos unitarios secos, húmedos y saturados (γ_d, γ, γ_{sat})
2. La densidad relativa (D_r) es una medida de la densidad de los suelos granulares.
3. La consistencia de los suelos arcillosos se identifica por sus límites líquidos (LL), límites plásticos (PL) y límites de contracción (SL). Estos límites están descritos por los porcentajes del contenido de humedad en la que el suelo cambia de líquido a una fase plástica, plástica a una fase semisólida y semisólida a la fase sólida.
4. El índice de plasticidad (PI) es la diferencia entre el límite líquido (LL) y el límite plástico (PL).
5. La actividad (A) del suelo de arcilla es la razón del índice de plasticidad (PI) al porcentaje de la fracción de tamaño de arcilla (en peso) presente en un suelo.

Problemas

3.1 Una muestra de suelo húmedo de 0.4 m^3 tiene lo siguiente:
- Masa húmeda = 711.2 kg
- Masa seca = 623.9 kg
- Gravedad específica de los sólidos del suelo = 2.68

Estime:

a. El contenido de humedad
b. La densidad húmeda
c. La densidad en seco
d. La relación de vacíos
e. La porosidad

3.2 En su estado natural, un suelo húmedo tiene un volumen de 9.35×10^{-3} m^3 y pesa 177.6×10^{-3} kN. El peso horno-seco del suelo es 153.6×10^{-3} kN. Si $G_s = 2.67$, calcule el contenido de humedad, el peso unitario húmedo, el peso unitario seco, la relación de vacíos, la porosidad y el grado de saturación.

3.3 El peso húmedo de 5.66×10^{-3} m^3 de suelo es 102.3×10^{-3} kN. El contenido de humedad y la gravedad específica de los sólidos del suelo se determinan en el laboratorio para ser 11% y 2.7, respectivamente. Calcule lo siguiente:
a. El peso unitario húmedo (kN/m^3)
b. El peso unitario seco (kN/m^3)
c. La relación de vacíos
d. La porosidad
e. El grado de saturación (%)
f. El volumen ocupado por el agua (m^3)

3.4 El peso unitario saturado de un suelo es 19.8 kN/m^3. El contenido de humedad del suelo es 17.1%. Determine lo siguiente:
a. El peso unitario seco
b. La gravedad específica de sólidos del suelo
c. La relación de vacíos

3.5 El peso unitario de un suelo es 14.94 kN/m^3. El contenido de humedad de este suelo es 19.2% cuando el grado de saturación es 60%. Determine:
a. La relación de vacíos
b. La gravedad específica de sólidos del suelo
c. El peso unitario saturado

3.6 Para un suelo dado se dan los siguientes: $G_s = 2.67$, peso unitario húmedo, $\gamma = 17.61$ kN/m^3, y contenido de humedad, $w = 10.8\%$. Determine:
a. El peso unitario seco
b. La relación de vacíos
c. La porosidad
d. El grado de saturación

3.7 Consulte el problema 3.6. Determine el peso del agua, en kN, que se añade por metro cúbico de suelo para:
a. 80% de grado de saturación
b. 100% de grado de saturación

3.8 La densidad húmeda de un suelo es de 1680 kg/m^3. Dada $w = 18\%$ y $G_s = 2.73$, determine:
a. La densidad en seco
b. La porosidad
c. El grado de saturación
d. La masa del agua, en kg/m^3, que se añade para alcanzar la saturación completa

3.9 La densidad seca de un suelo es 1780 kg/m^3. Dada $G_s = 2.68$, ¿cuál sería el contenido de humedad del suelo cuando está saturado?

3.10 La porosidad de un suelo es de 0.35. Dada G_s = 2.69, calcule:
a. El peso unitario saturado (kN/m^3)
b. El contenido de humedad cuando peso unitario húmedo = 17.5 kN/m^3

3.11 Los pesos unitarios húmedos y grados de saturación de un suelo se dan en la tabla.

γ (kN/m^3)	S (%)
16.62	50
17.71	75

Determine:
a. e
b. G_s

3.12 Consulte el problema 3.11. Determine el peso del agua, en kN, que habrá en 0.0708 m^3 de suelo cuando esté saturado.

3.13 Para una arena dada, las relaciones de máximos y mínimos vacíos son 0.78 y 0.43, respectivamente. Dada G_s = 2.67, determine el peso seco de la unidad de suelo en kN/m^3 cuando la densidad relativa es de 65%.

3.14 Para un suelo arenoso dado, $e_{máx}$ = 0.75, $e_{mín}$ = 0.46 y G_s = 2.68. ¿Cuál será el peso unitario húmedo de compactación (kN/m^3) en el campo si D_r = 78% y w = 9%?

3.15 Para un suelo arenoso dado, los pesos unitarios secos máximos y mínimos son 16.98 kN/m^3 y 14.46 kN/m^3, respectivamente. Dada G_s = 2.65, determine el peso unitario húmedo de este suelo cuando la densidad relativa es 60% y el contenido de humedad es 8%.

3.16 A continuación se presentan los resultados de las pruebas de límite líquido y plástico de un suelo. *Prueba de límite líquido*:

Número de golpes, N	Contenido de humedad (%)
15	42
20	40.8
28	39.1

Prueba de límite plástico: PL = 18.7%
a. Dibuje la curva de flujo y obtenga el límite líquido.
b. ¿Cuál es el índice de plasticidad del suelo?

3.17 Un suelo saturado tiene las siguientes características: volumen inicial (V_i) = 24.6 cm^3, volumen final (V_f) = 15.9 cm^3, masa de suelo húmedo (m_1) = 44 g y masa de suelo seco (m_2) = 30.1 g. Determine el límite de contracción.

Referencias

American Society for Testing and Materials (2010). *ASTM Book of Standards*. Sec. 4. Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

BS:1377 (1990). *British Standard Methods of Tests for Soil for Engineering Purposes*. Part 2, BSI. London.

Casagrande, A. (1932). "Research of Atterberg Limits of Soils," *Public Roads*, Vol. 13, No. 8, 121–136.

Cubrinovski, M., and Ishihara. K. (1999). "Empirical Correlation Between SPT N-Value and Relative Density for Sandy Soils," *Soils and Foundations*. Vol. 39, No. 5. 61–71.

Cubrinovski, M., and Ishihara. K. (2002). "Maximum and Minimum Void Ratio Characteristics of Sands." *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 6, 65–78.

Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*, Wiley, New York.

Miura, K., Maeda, K., Furukawa, M., and Toki, S. (1997). "Physical Characteristics of Sands with Different Primary Properties," *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 3, 53–64.

Seed, H. B., Woodward, R. J., and Lundgren, R. (1964). "Fundamental Aspects of the Atterberg Limits." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. ASCE, Vol. 90, No. SM6. 75–105.

Skempton, A. W. (1953). "The Colloidal Activity of Clays," *Proceedings*, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1. 57–61.

Wroth, C. P.. and Wood, D. M. (1978). "The Correlation of Index Properties with Some Basic Engineering Properties of Soils," *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 15, No. 2, 137–145.

CAPÍTULO 4

Clasificación de suelos

4.1 Introducción

Los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar de forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas, sin una descripción detallada. En la actualidad, dos elaborados sistemas de clasificación que utilizan la distribución granulométrica y la plasticidad de los suelos son comúnmente utilizados para aplicaciones ingenieriles. Se trata del American Association of State Highway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. En Estados Unidos, el sistema AASHTO es utilizado principalmente por los departamentos de carreteras estatales y del condado, mientras que los ingenieros geotécnicos normalmente prefieren utilizar el Sistema Unificado. En este capítulo aprenderemos el procedimiento de clasificación de los suelos utilizando el AASHTO y los sistemas unificados.

4.2 Sistema de clasificación AASHTO

Este sistema de clasificación de suelos fue desarrollado en 1929 como el Sistema de Clasificación de Administración de Carreteras. Ha sido objeto de varias revisiones, con la actual versión propuesta por la Comisión de Clasificación de Materiales para los Tipos de Carreteras Subrasantes y Granulares de la Junta de Investigación de Carreteras en 1945 (Norma ASTM D-3282; método AASHTO M145).

El sistema de clasificación AASHTO utilizado actualmente se muestra en la tabla 4.1. De acuerdo con este sistema el suelo se clasifica en siete grupos principales: A-1 a A-7. Los suelos que clasifican en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde el 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz núm. 200. Los suelos donde más de 35% pasa a través del tamiz núm. 200 se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. Éstos son

Tabla 4.1 Clasificación de materiales de carreteras subrasantes

Clasificación general	**Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)**						
	A-1			**A-2**			
Grupo de clasificación	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10	50 máx.						
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena			
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno						

Clasificación general	**Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)**			
Grupo de clasificación	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)				
Núm. 10				
Núm. 40				
Núm. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción de paso núm. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Clasificación general de la subrasante	Regular a malo			

*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$
†Para A-7-6, $PI > LL - 30$

principalmente limo y materiales del tipo de arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

1. *Tamaño de grano*

   Grava: fracción que pasa el tamiz de 75 mm y es retenida en el tamiz núm. 10 (2 mm).

   Arena: fracción que pasa el tamiz núm. 10 (2 mm) y es retenida en el tamiz núm. 200 (0.075 mm).

   Limo y arcilla: fracción que pasa el tamiz núm. 200
2. *Plasticidad*: el término *limoso* se aplica cuando las fracciones finas del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menos. El término *arcilloso* se aplica cuando las fracciones finas tienen un índice de plasticidad de 11 o más.
3. Si se encuentran *cantos* y guijarros (tamaño mayor a 75 mm), se excluyen de la porción de la muestra de suelo en el que se hizo la clasificación. Sin embargo, se registra el porcentaje de este tipo de material.

Para clasificar un suelo de acuerdo con la tabla 4.1, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por proceso de eliminación, el primer grupo de la izquierda en la que quepan los datos de prueba es la clasificación correcta.

La figura 4.1 muestra un gráfico del rango del límite líquido y el índice de plasticidad de los suelos que se dividen en los grupos A-2, A-4, A-5, A-6 y A-7.

Para la evaluación de la calidad de un suelo como un material de subrasante carretera, también se incorpora un número llamado *índice de grupo* (*IG*) a los grupos y subgrupos del suelo. Este número se escribe entre paréntesis después de la designación del grupo o subgrupo.

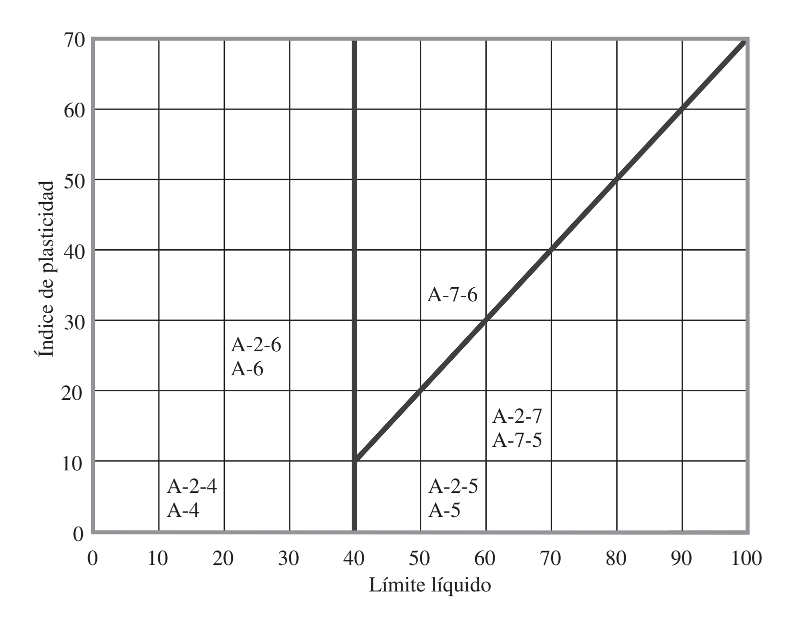


Figura 4.1 Rango del límite líquido y del índice de plasticidad para suelos en los grupos A-2, A-4, A-5, A-6 y A-7

El índice de grupo está dado por la siguiente ecuación

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10) \quad (4.1)$$

donde

F = porcentaje pasado por el tamiz núm. 200
LL = límite líquido
PI = índice de plasticidad

El primer término de la ecuación (4.1), es decir $(F - 35)$ $[0.2 + 0.005(LL - 40)]$, es el índice de grupo parcial determinado por el límite líquido. El segundo término, 0.01 $(F - 15)$ $(PI - 10)$, es el índice de grupo parcial determinado a partir del índice de plasticidad. A continuación se presentan algunas reglas para la determinación del índice de grupo:

1. Si la ecuación (4.1) da un valor negativo para IG, se toma como 0.
2. El índice de grupo calculado a partir de la ecuación (4.1) se redondea al número entero más próximo (por ejemplo, $IG = 3.4$ se redondea a 3; $IG = 3.5$ se redondea a 4).
3. No hay límite superior para el índice de grupo.
4. El índice de grupo de los suelos que pertenecen a los grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 y A-3 siempre es 0.
5. Al calcular el índice de grupo para suelos que pertenecen a los grupos A-2-6 y A-2-7, utilice el índice de grupo parcial para PI, o

$$IG = 0.01(F-15)(PI-10) \quad (4.2)$$

En general, la calidad del rendimiento de un suelo como material de subrasante es inversamente proporcional al índice de grupo.

Ejemplo 4.1

Los resultados del análisis de tamaño de partícula de un suelo son los siguientes:

Porcentaje que pasa por el tamiz núm. 10 = 100
Porcentaje que pasa por el tamiz núm. 40 = 80
Porcentaje que pasa por el tamiz núm. 200 = 58

El límite líquido y el índice de plasticidad de la fracción del suelo menor al Núm. 40 son 30 y 10, respectivamente. Clasifique el suelo mediante el sistema de AASHTO.

Solución

Usando la tabla 4.1, ya que el 58% del suelo está pasando a través del tamiz núm. 200, éste cae bajo la clasificación de limo y arcilla, es decir, cae bajo el grupo A-4, A-5, A-6 o A-7. Procediendo de izquierda a derecha, cae en el grupo A-4.

De la ecuación 4.1

$$\begin{aligned} IG &= (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10) \\ &= (58 - 35)[0.2 + 0.005(30 - 40)] + (0.01)(58 - 15)(10 - 10) \\ &= 3.45 \simeq 3 \end{aligned}$$

Por lo tanto, el suelo se clasifica como **A-4** (**3**).

Ejemplo 4.2

El 95% de un suelo pasa a través del tamiz núm. 200 y tiene un límite de líquido de 60 e índice de plasticidad de 40. Clasifique el suelo mediante el sistema de AASHTO.

Solución

De acuerdo con la tabla 4.1, este suelo cae bajo el grupo A-7 (proceda de una manera similar a la del ejemplo 4.1). Ya que

$$\underset{PI}{\underset{\uparrow}{40}} > \underset{LL}{\underset{\uparrow}{60}} - 30$$

éste es un suelo A-7-6

$$\begin{aligned} IG &= (F - 35)\,[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10) \\ &= (95 - 35)\,[0.2 + 0.005(60 - 40)] + (0.01)(95 - 15)(40 - 10) \\ &= 42 \end{aligned}$$

Por lo cual la clasificación es **A-7-6**(**42**)

4.3 Sistema unificado de clasificación de suelo

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1948 para su uso en los trabajos de construcción del aeródromo realizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial. En colaboración con el U.S. Bureau of Reclamation, este sistema fue revisado en 1952. En la actualidad, es ampliamente utilizado por los ingenieros (Norma ASTM D-2487). El Sistema Unificado de Clasificación se presenta en la tabla 4.2 y clasifica los suelos en dos grandes categorías:

1. Suelos de grano grueso que son de grava y arena en estado natural con menos de 50% que pasa a través del tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de G o S. G es para el suelo de grava o grava, y S para la arena o suelo arenoso.
2. Suelos de grano fino con 50% o más que pasa por el tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de M, que es sinónimo de limo inorgánico, C para la arcilla inorgánica y O para limos orgánicos y arcillas. El símbolo Pt se utiliza para la turba, lodo y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos que también se utilizan para la clasificación son:

- W: bien clasificado
- P: mal clasificado
- L: baja plasticidad (límite líquido menor de 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor de 50)

Tabla 4.2 Sistema unificado de clasificación de suelo (basado en el material que pasa por el tamiz núm. 75)

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	**Gravas** Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias Menos de 5% finos[a]	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$[c]	GW
			$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3$[c]	GP
		Gravas con finos Más de 12% finos[a,d]	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM
			$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Arenas limpias Menos de 5% finos[b]	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$[c]	SW
			$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3$[c]	SP
		Arenas con finos Más de 12% finos[b,d]	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	SM
			$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	SC
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	**Limos y arcillas** Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)[e]	CL
			$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)[e]	ML
		Orgánico	$\dfrac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OL	OL
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Gráficos *PI* en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH
			Gráficos *PI* por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH
		Orgánico	$\dfrac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OH	OH
Suelos altamente orgánicos	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico			Pt

[a] Gravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

[b] Arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

[c] $C_u = \dfrac{D_{60}}{D_{10}}; \quad C_c = \dfrac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$

[d] Si $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

[e] Si $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

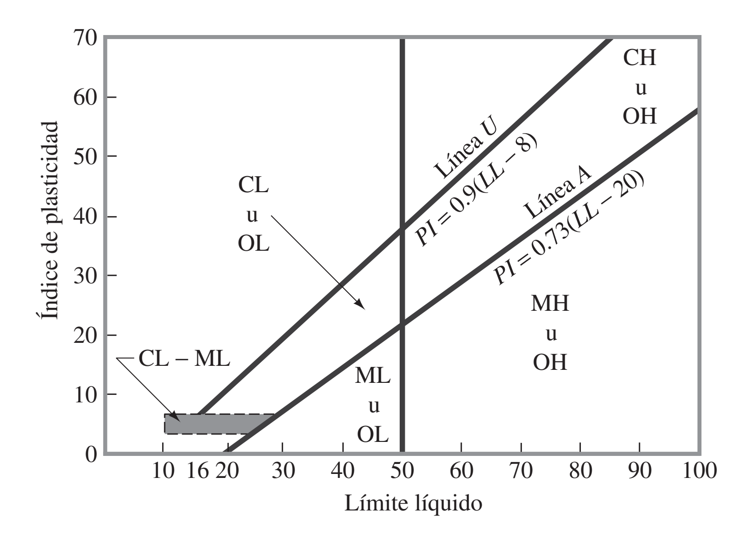


Figura 4.2 Gráfica de plasticidad

Para la clasificación adecuada de acuerdo con este sistema, una parte o toda la siguiente información debe conocerse:

1. Porcentaje de grava, esto es, la fracción que pasa el tamiz de 76.2 mm y retenida en el tamiz núm. 4 (4.75 mm de apertura)
2. El porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa el tamiz núm. 4 (4.75 mm de apertura) y es retenida en el tamiz núm. 200 (0.075 mm de apertura)
3. El porcentaje de limo y arcilla, esto es, la fracción más fina que el tamiz núm. 200 (0.075 mm de abertura)
4. El coeficiente de uniformidad (C_u) y el coeficiente de gradación (C_c)
5. El límite líquido y el índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa el tamiz núm. 40

Los símbolos de los grupos de los suelos de grava de grano grueso son GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM y GP-GC. Del mismo modo, los símbolos de los grupos de suelos de grano fino son CL, ML, OL, CH, MH, OH, CL-ML y Pt.

Los nombres de los grupos de los distintos suelos clasificados bajo el Sistema de Clasificación Unificado se pueden determinar usando las figuras 4.3, 4.4 y 4.5. Al usar estas figuras, hay que recordar que en un suelo dado:

- Fracción fina = % que pasa el tamiz núm. 200
- Fracción gruesa = % retenido en el tamiz núm. 200
- Fracción grava = % retenido en el tamiz núm. 4
- Fracción arena = (% retenido en el tamiz núm. 200) – (% retenido en el tamiz núm. 4)

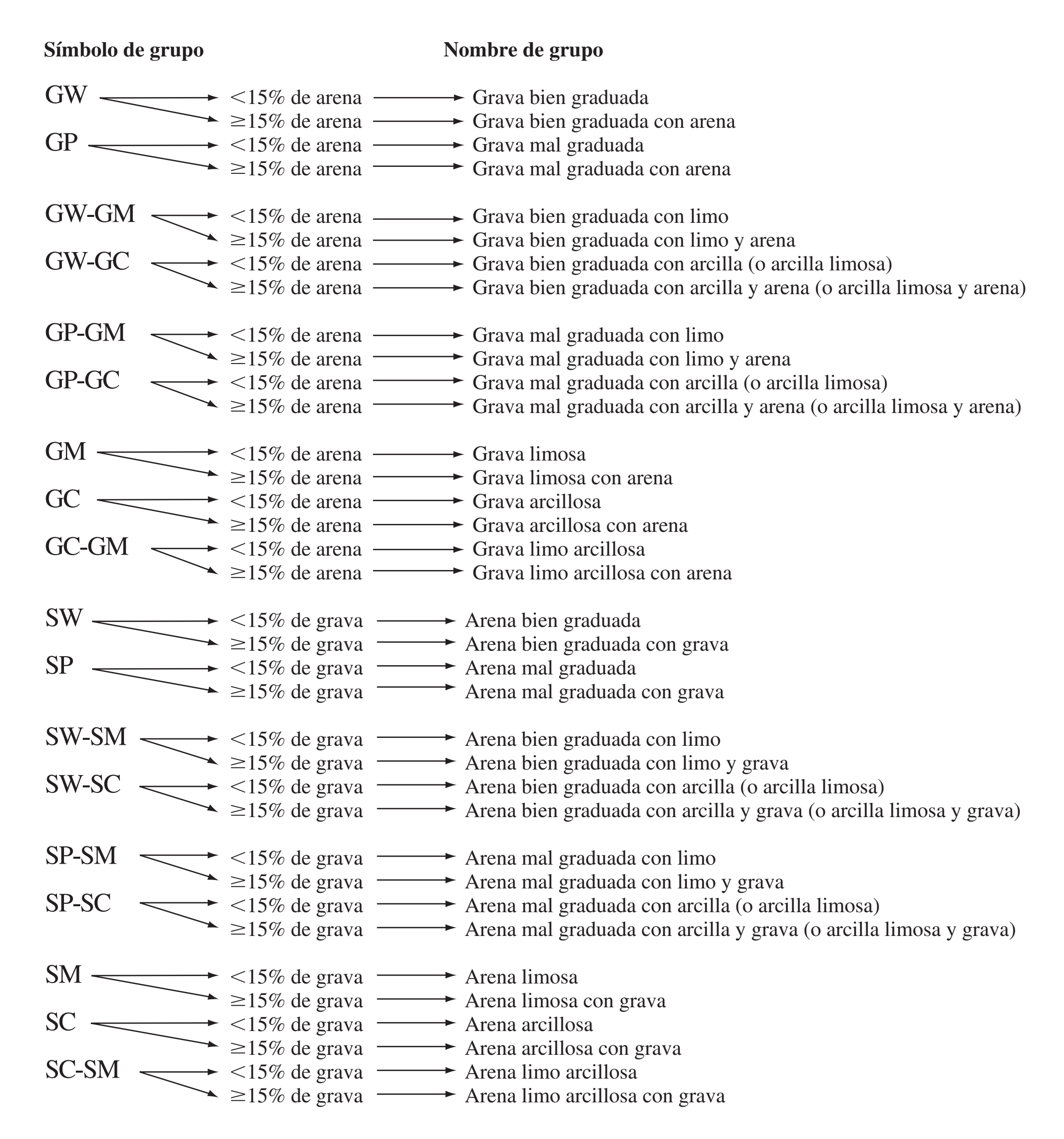


Figura 4.3 Diagrama de flujo para los nombres de los grupos de grava y arena del suelo (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2010, copyright ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428)

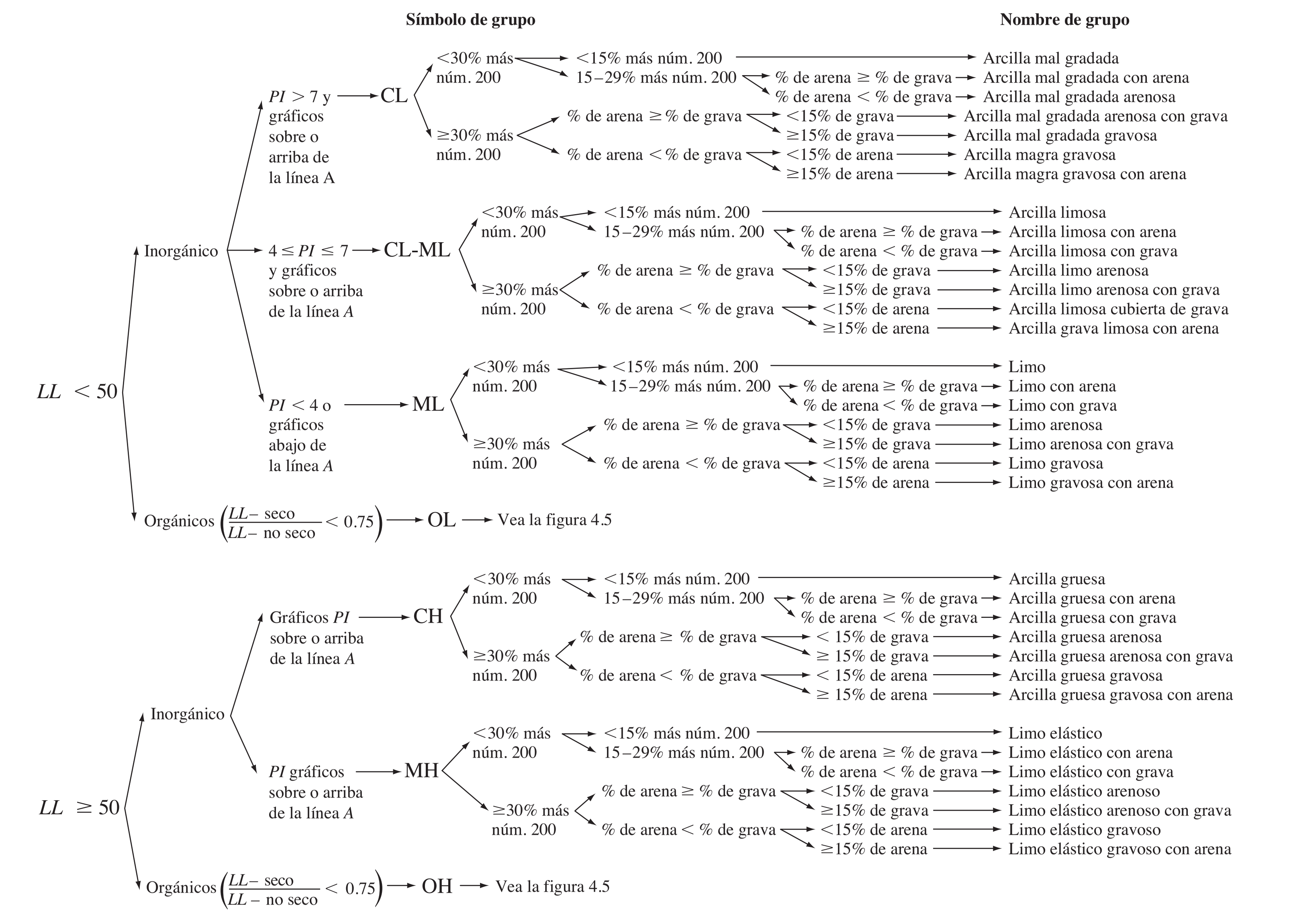


Figura 4.4 Diagrama de flujo de nombres de los grupos para limo inorgánico y suelos arcillosos (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2010, copyright ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428)

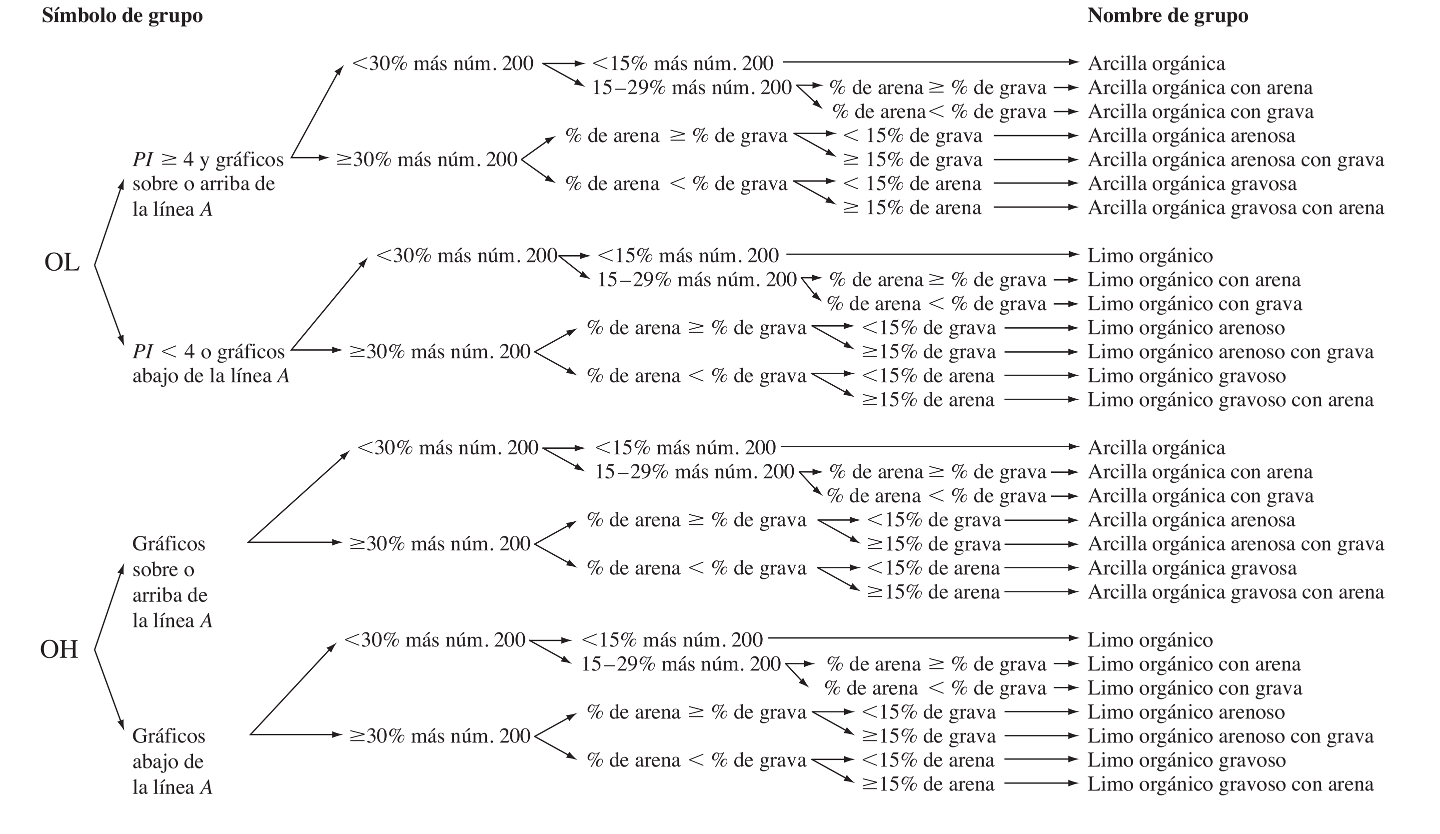


Figura 4.5 Diagrama de flujo de nombres de los grupos para limoso orgánico y suelos arcillosos (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2010, copyright ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428)

Ejemplo 4.3

Consulte el ejemplo 4.1. Clasifique el suelo mediante el sistema de clasificación unificado. Determine el símbolo y el nombre del grupo.

Solución

Consulte la tabla 4.2. Dado que 58% del suelo pasa a través del tamiz núm. 200, se trata de un suelo de grano fino. Al revisar la carta de plasticidad en la figura 4.2, se tiene para $LL = 30$ y $PI = 10$, que se puede clasificar (símbolo de grupo) como *CL*. Para determinar el nombre del grupo nos referimos a las figuras 4.4 y 4.6 que se toma de la figura 4.4. El porcentaje que pasa por el tamiz núm. 200 es más de 30%. Porcentaje de grava = 0; porcentaje de arena = (100 − 58) − (0) = 42. Por lo tanto, porcentaje de arena > porcentaje de grava. El porcentaje de grava también es menos de 15%. Por lo tanto, el nombre del grupo es ***arcilla mal gradada arenosa***.

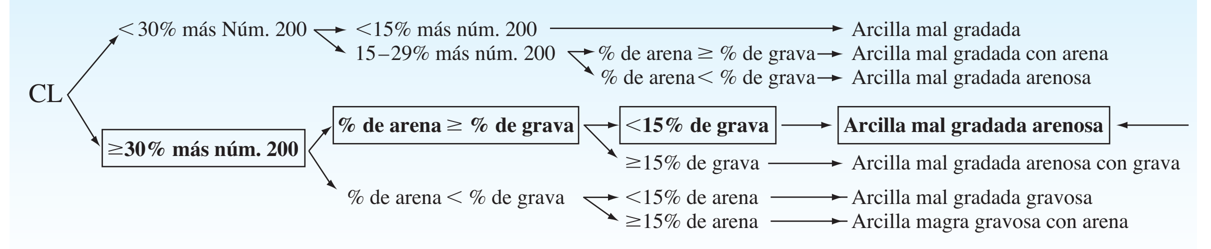


Figura 4.6 Determinación del nombre de grupo para el suelo del ejemplo 4.3

Ejemplo 4.4

Para un suelo dado, se conocen los siguientes datos:

- Porcentaje que pasa tamiz núm. 4 = 70
- Porcentaje que pasa tamiz núm. 200 = 30
- Límite líquido = 33
- Límite plástico = 12

Clasifique el suelo utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Dé el símbolo y el nombre del grupo.

Solución

Consulte la tabla 4.2. El porcentaje que pasa por el tamiz núm. 200 es 30%, que es menor a 50%. Así que es un suelo de grano grueso. Por lo tanto,

$$\text{Fracción gruesa} = 100 - 30 = 70\%$$

Fracción de grava = porcentaje retenido en el tamiz núm. 4 = 100 – 70 = 30%. Así que más de 50% de la fracción gruesa está pasando por el tamiz núm. 4, por lo tanto es un suelo arenoso. Puesto que más del 12% está pasando por el tamiz núm. 200, éste es SM o SC. Para este suelo, $PI = 33 - 12 = 21$ (que es mayor que 7). Con $LL = 33$ y $PI = 21$, la gráfica está por encima de la línea *A* de la figura 4.2. Por lo tanto, el símbolo del grupo es **SC**.

Para obtener el nombre del grupo, consulte la figura 4.3 (y la figura 4.7 que se toma de la figura 4.3). Dado que el porcentaje de grava es más de 15%, es ***arena arcillosa con grava***.

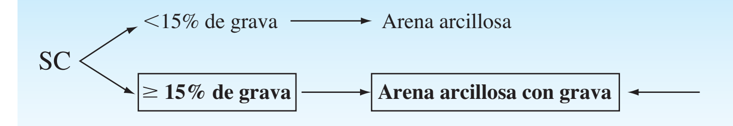


Figura 4.7 Determinación del nombre de grupo para el suelo del ejemplo 4.4

4.4 Resumen

En este capítulo discutimos los sistemas unificado de clasificación de suelos y AASHTO. A continuación se presenta un resumen de los *grupos de suelos* en cada sistema de clasificación.

1. De acuerdo con el sistema de la AASHTO, los *materiales granulares* tienen 35% o menos que pasa por el tamiz núm. 200. Estos suelos pertenecen a los grupos A-l-a, A-l-b, A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6 y A-2-7. Si más de 35% pasa a través del tamiz núm. 200, los suelos son de material limoso o arcilloso. Estos suelos entran en los grupos A-4, A-6, A-6, A-7-5 y A-7-6.
2. En el sistema de la AASHTO, la calidad del desempeño de un suelo como un material de subrasante es inversamente proporcional al índice de grupo (*GI*).
3. Bajo el Sistema Unificado, si más de la mitad del material es retenido en el tamiz núm. 200, es un suelo de grano grueso [lleno de grava (G) o arenoso (S)]. A continuación se presenta un resumen de los nombres de grupos de suelo de grano grueso.

Porcentaje que pasa por el tamiz núm. 200	Nombres de grupos
Menor o igual a 5	GW, GP o SW, SP
Mayor que 5 y menor o igual a 12	GW-GM, GP-GM GW-GC, GP-GC o SW-SM, SP-SM SW-SC, SP-SC
Mayor que 12	GM, GC o SM, SC

Si más de la mitad del material pasa a través del tamiz núm. 200, es un suelo de grano fino (limoso o arcilloso). El suelo en esta categoría pertenece a los grupos ML, MH, CL, CH y CL-ML.

Problemas

4.1 Clasifique los siguientes suelos por el sistema de clasificación AASHTO y dé los índices de grupo.

Suelo	Porcentaje más fino (análisis de tamiz)				Límite líquido*	Índice de plasticidad*
	Núm. 4	Núm. 10	Núm. 40	Núm. 200		
1	100	90	68	30	30	9
2	95	82	55	41	32	12
3	80	72	62	38	28	10
4	100	98	85	70	40	14
5	100	100	96	72	58	23
6	92	85	71	56	35	19
7	100	100	95	82	62	31
8	90	88	76	68	46	21
9	100	80	78	59	32	15
10	94	80	51	15	26	12

*Con base en porción que pasa tamiz núm. 40

4.2 Clasifique los siguientes suelos por el sistema unificado de clasificación de suelos y dé los símbolos y los nombres de grupo.

Suelo	Análisis de tamiz, % de finos		Límite líquido	Límite plástico	C_u	C_c
	Núm. 4	Núm. 200				
1	70	30	33	12		
2	48	20	41	19		
3	95	70	52	24		
4	100	82	30	11		
5	88	78	69	31		
6	71	4		NP	3.4	2.6
7	99	57	54	28		
8	71	11	32	16	4.8	2.9
9	100	2		NP	7.2	2.2
10	90	8	39	31	3.9	2.1

Referencias

American Association of State Highway and Transportation Officials (1982). *AASHTO Materials, Part I, Specifications*, Washington, D.C.

American Society For Testing And Materials (2010). *ASTM Book of Standards*, Sec. 4, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

Casagrande, A. (1948). "Classification and Identification of Soils," *Transactions,* ASCE, Vol. 113, 901–930.

CAPÍTULO 5

Compactación de suelos

5.1 Introducción

En la construcción de terraplenes de carreteras, presas de tierra y muchas otras estructuras de ingeniería, los suelos sueltos deben ser compactados para aumentar sus pesos unitarios. La compactación aumenta las características de resistencia de los suelos, incrementando de este modo la capacidad de carga de las cimentaciones construidas sobre ellos. La compactación también disminuye la cantidad de solución no deseada de las estructuras y aumenta la estabilidad de los taludes de los terraplenes. En el proceso de la compactación del suelo generalmente se utilizan rodillos de ruedas lisas, rodillos compactadores de suelo, rodillos neumáticos de goma y rodillos vibratorios. Los rodillos vibratorios se utilizan sobre todo para la densificación de los suelos granulares.

En este capítulo vamos a discutir lo siguiente:

- Pruebas de compactación en laboratorio para el desarrollo de especificaciones para la compactación del terreno.
- Procedimientos de compactación de campo y selección de equipos de compactación.
- Relaciones empíricas para estimar la densidad/peso unitario seco máximo del suelo en base a pruebas de compactación de laboratorio.
- Procedimientos para determinar el grado de compactación en campo.
- Efecto de la compactación en las propiedades geotécnicas de los suelos de grano fino.

5.2 Principios generales de compactación

En general, la compactación es la consolidación del suelo por la eliminación de aire, lo que requiere energía mecánica. El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su peso unitario seco. Cuando se añade agua a la tierra durante la compactación, ésta actúa como agente suavizante sobre las partículas del suelo. Éstas se deslizan una sobre la otra y se mueven en una posición densamente empaquetadas. El peso unitario seco después de la compactación primero aumenta a medida que se incrementa el contenido de humedad (figura 5.1). Tenga en cuenta que en un contenido de humedad $w = 0$, la unidad de peso húmedo (γ) es igual a la unidad de peso seco (γ_d), o

$$\gamma = \gamma_{d(w = 0)} = \gamma_1$$

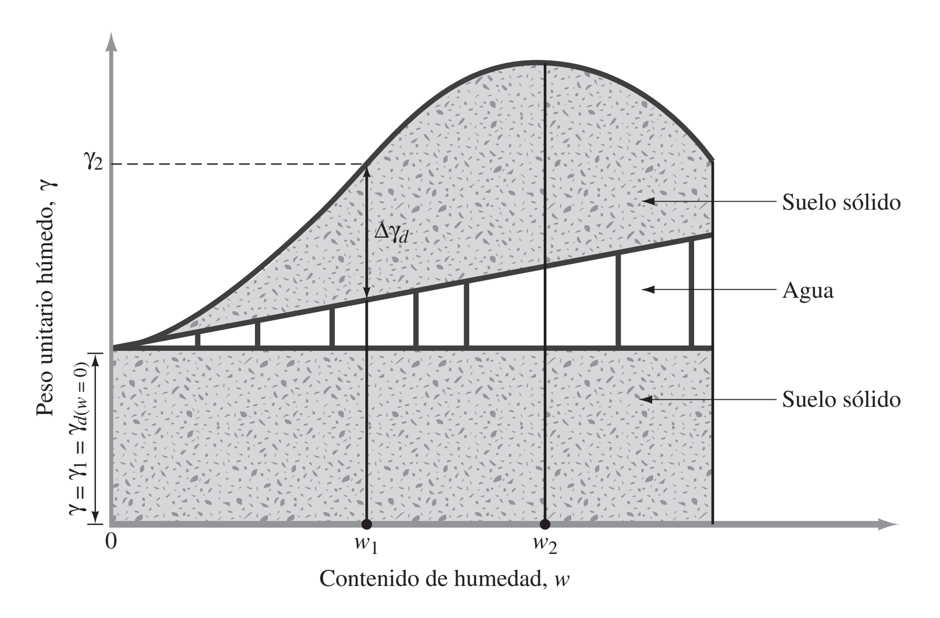


Figura 5.1 Principios de compactación

Cuando el contenido de humedad se aumenta gradualmente y el mismo esfuerzo compactador se utiliza para la compactación, el peso de los sólidos del suelo en una unidad de volumen aumenta gradualmente. Por ejemplo, con $w = w_1$, el peso unitario húmedo es igual a

$$\gamma = \gamma_2$$

Sin embargo, el peso unitario seco para este contenido de humedad se da por

$$\gamma_{d(w = w_1)} = \gamma_{d(w = 0)} + \Delta\gamma_d$$

Más allá de cierto contenido de humedad $w = w_2$ (figura 5.1), cualquier aumento en éste tiende a reducir el peso unitario seco. Esto es debido a que el agua llena los espacios que han sido ocupados por las partículas sólidas. El contenido de humedad en el que se alcanza el peso unitario seco máximo generalmente se denomina *contenido de humedad óptimo*.

La prueba de laboratorio utilizada generalmente para obtener el peso unitario seco máximo de compactación y el contenido óptimo de humedad se denomina *prueba Proctor de compactación* (Proctor, 1933). El procedimiento para llevar a cabo este tipo de prueba se describe en la sección siguiente.

5.3 Prueba Proctor estándar

En la prueba Proctor, el suelo se compacta en un molde que tiene un volumen de 943.3 cm^3. El diámetro del molde es 101.6 mm. Durante la prueba de laboratorio el molde se une a una placa de base en la parte inferior y a una extensión en la parte superior (figura 5.2a). El suelo se mezcla con cantidades variables de agua y luego es compactado (figura 5.3) en tres capas iguales por un martillo (figura 5.2b) que entrega 25 golpes a cada capa. El martillo pesa 24.4 N

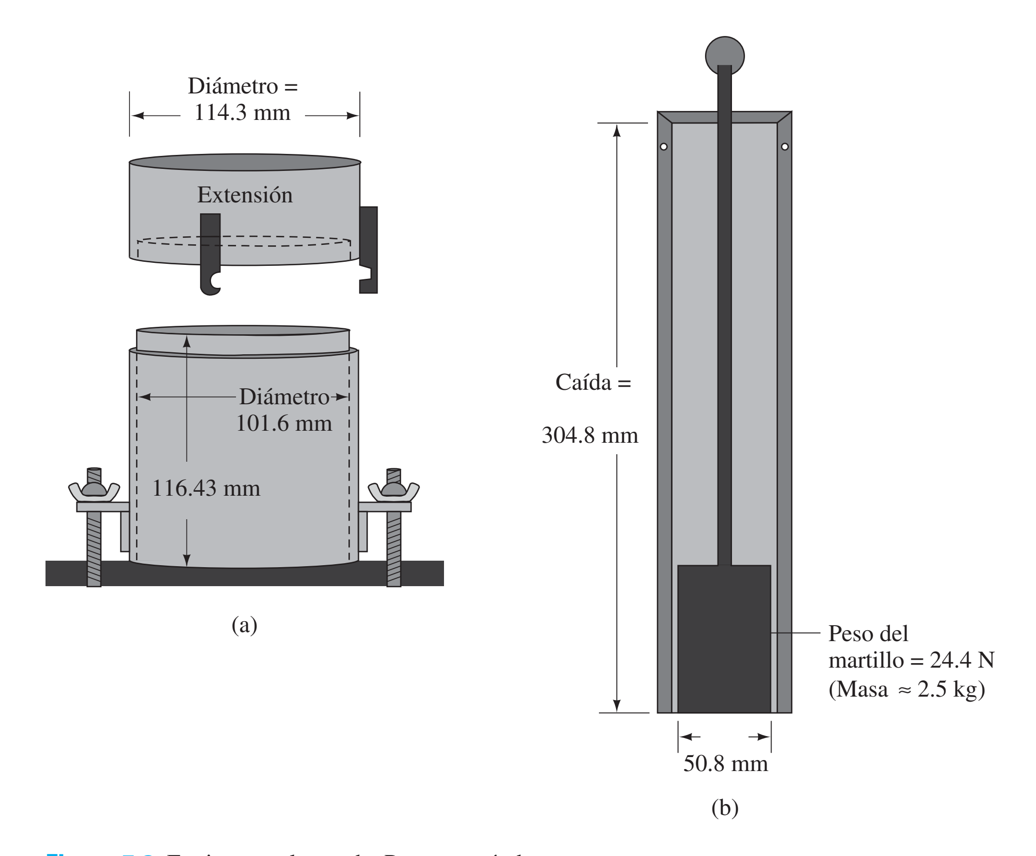


Figura 5.2 Equipo para la prueba Proctor estándar

(masa ≈ 2.5 kg) y tiene una caída de 304.8 mm. Para cada prueba, el peso unitario húmedo de compactación γ se puede calcular como

$$\gamma = \frac{W}{V_{(m)}} \tag{5.1}$$

donde

W = peso del suelo compactado en el molde
$V_{(m)}$ = volumen del molde (= 943.3 cm^3)

Para cada prueba, el contenido de humedad del suelo compactado es determinado en el laboratorio. Si se conoce el contenido de humedad, el peso unitario seco γ_d puede calcularse como

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w\,(\%)}{100}} \tag{5.2}$$

donde $w\,(\%)$ = porcentaje de contenido de humedad.



Figura 5.3 Utilización de un compactador mecánico en la prueba Proctor estándar (Cortesía de ELE International)

Los valores de γ_d determinan a partir de la ecuación (5.2) y se pueden trazar en función de los correspondientes contenidos de humedad para obtener el peso unitario seco máximo y el contenido de humedad óptimo para el suelo. La figura 5.4 muestra un ejemplo de compactación para un suelo arcilloso limoso.

El procedimiento para la prueba Proctor estándar se da en la Norma ASTM D-698 y Norma AASHTO T-99.

Para un contenido de humedad determinado, se obtiene el peso unitario seco máximo teórico cuando no hay aire en los espacios vacíos, esto es, cuando el grado de saturación es igual a 100%. Por lo tanto, el peso unitario seco máximo en un contenido de humedad determinado con cero vacíos de aire se puede dar por

$$\gamma_{\text{cva}} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

donde

γ_{cva} = peso unitario con cero vacíos de aire
γ_w = peso unitario de agua
e = radio del hueco
G_s = peso específico de sólidos del suelo

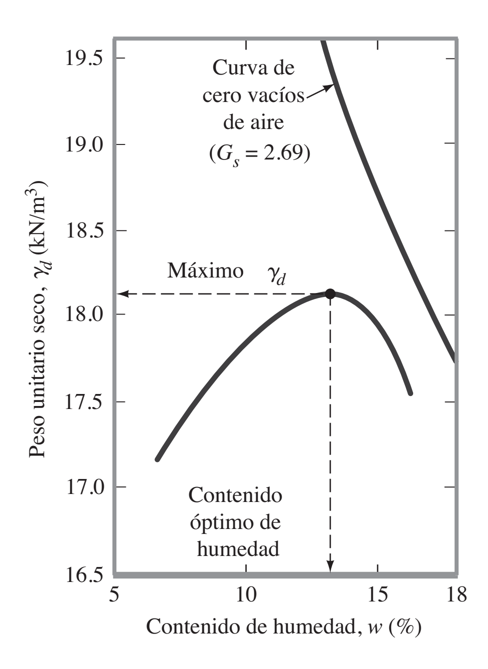


Figura 5.4 Resultados de la prueba de compactación Proctor estándar para arcilla limosa

Para 100% de saturación, $e = wG_s$, así

$$\gamma_{\text{cva}} = \frac{G_s \gamma_a}{1 + wG_s} = \frac{\gamma_w}{w + \dfrac{1}{G_s}} \tag{5.3}$$

donde w = contenido de humedad.

Para obtener la variación de γ_{cva} con el contenido de humedad, utilice el siguiente procedimiento:

1. Determine el peso específico de sólidos del suelo.
2. Conozca el peso unitario del agua $\gamma_{\text{a.}}$
3. Suponga algunos valores de w, tales como 5%, 10%, 15% y así sucesivamente
4. Use la ecuación (5.3) para calcular γ_{cva} para algunos valores de w.

La figura 5.4 también muestra la variación de γ_{cva} con contenido de humedad y su ubicación relativa con respecto a la curva de compactación. En todo caso, ninguna parte de la curva de compactación debe estar a la derecha de la curva de cero vacíos de aire.

Ya que el Newton es una unidad derivada, en algunos casos es más conveniente trabajar con la densidad (kg/m^3) en lugar de unidades de peso. En ese caso, las ecuaciones (5,1), (5,2) y (5.3) se pueden reescribir como

$$\rho(\text{kg/m}^3) = \frac{m(\text{kg})}{V_{(m)}(\text{m}^3)} \tag{5.4}$$

$$\rho_d(\text{kg/m}^3) = \frac{\rho(\text{kg/m}^3)}{1 + \dfrac{w(\%)}{100}} \tag{5.5}$$

$$\rho_{\text{cva}}(\text{kg/m}^3) = \frac{\rho_a(\text{kg/m}^3)}{w + \dfrac{1}{G_s}} \tag{5.6}$$

donde

ρ, ρ_d y ρ_{cva} = densidad, densidad seca y densidad cero vacíos de aire, respectivamente.
m = masa del suelo compactado en el molde
ρ_a = densidad del agua (= 1000 kg/m^3)
$V_{(m)}$ = volumen del molde = 943.3×1^{-6} m^3

5.4 Factores que afectan la compactación

La sección anterior mostró que el contenido de humedad tiene una gran influencia en el grado de compactación conseguido por un suelo dado. Además del contenido de humedad, otros factores importantes que afectan la compactación son el tipo de suelo y esfuerzo de compactación (energía por unidad de volumen). La importancia de cada uno de estos dos factores se describe con más detalle en esta sección.

Efecto del tipo de suelo

El tipo de suelo, es decir, la distribución de tamaño de grano, forma con los granos del suelo el peso específico de sólidos del suelo, y la cantidad y tipo de minerales de arcilla presentes tiene una gran influencia en la unidad de peso seco máxima y el contenido de humedad óptimo. Lee y Suedkamp (1972) estudiaron las curvas de compactación de 35 muestras de suelo diferentes. Se observaron cuatro tipos diferentes de curvas de compactación. Estas curvas se muestran en la figura 5.5. Las curvas de compactación tipo *A* son las que tienen un solo pico. Este tipo de curva

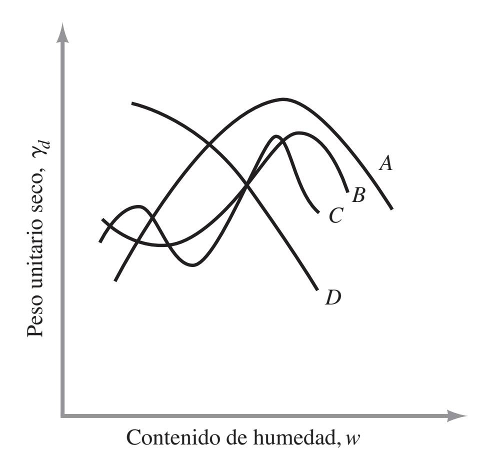


Figura 5.5 Diferentes tipos de curvas de compactación encontradas en suelos

se encuentra generalmente en los suelos que tienen un límite líquido entre 30 y 70. El tipo de curva *B* es con un pico y medio, y el tipo de curva *C* es una curva de doble pico. Las curvas de compactación de los tipos *B* y *C* se pueden encontrar en los suelos que tienen un límite líquido inferior a aproximadamente 30. Las curvas de compactación de tipo *D* son las que no tienen un pico definido. Se denominan de forma extraña. Los suelos con un límite líquido mayor que aproximadamente 70 pueden exhibir curvas de compactación de suelos de tipos *C* o *D*. Los suelos que producen curvas tipos *C* y *D* no son muy comunes.

Efectos del esfuerzo de compactación

La energía de compactación por unidad de volumen, *E*, usada en la prueba Proctor estándar descrita en la sección 5.3, puede escribirse como

$$E = \frac{\begin{pmatrix}\text{número}\\ \text{de golpes}\\ \text{por capa}\end{pmatrix} \times \begin{pmatrix}\text{número}\\ \text{de}\\ \text{capas}\end{pmatrix} \times \begin{pmatrix}\text{peso}\\ \text{del}\\ \text{martillo}\end{pmatrix} \times \begin{pmatrix}\text{altura de}\\ \text{caída del}\\ \text{martillo}\end{pmatrix}}{\text{volumen del molde}} \tag{5.7}$$

o

$$E = \frac{(25)(3)(24.4)(0.3048\text{ m})}{943.3 \times 10^{-6}\text{ m}^3} = 591.3 \times 10^3\text{ N-m/m}^3 = 591.3\text{ kN-m/m}^3$$

Si se cambia el esfuerzo de compactación por unidad de volumen de suelo, la curva de peso unitario húmedo también cambiará. Esto se puede demostrar con la ayuda de la figura 5.6, que muestra cuatro curvas de compactación para una arcilla arenosa. Para obtener las curvas de compactación se utilizaron el molde Proctor estándar y el martillo. El número de capas de suelo utilizado para la compactación se mantuvo en tres para todos los casos. Sin embargo, el número de golpes de martillo por cada capa varía de 20 a 50. La energía de compactación utilizada por unidad de volumen de suelo para cada curva se puede calcular fácilmente mediante el uso de la ecuación (5.7). Estos valores se muestran en la tabla 5.1.

De la tabla 5.1 y la figura 5.6, podemos llegar a dos conclusiones:

1. A medida que aumenta el esfuerzo de compactación, el peso unitario seco máximo de compactación también se incrementa.
2. A medida que aumenta el esfuerzo de compactación, el contenido óptimo de humedad se reduce en cierta medida.

Las declaraciones anteriores son verdaderas para todos los suelos. Sin embargo, tenga en cuenta que el grado de compactación no es directamente proporcional al esfuerzo de compactación.

Tabla 5.1 Energía de compactación para las pruebas mostradas en la figura 5.6

Curva en la figura 5.6	Número de golpes/capa	Energía de compactación (kN-m/m³)
1	20	473.0
2	25	591.3
3	30	709.6
4	50	1182.6

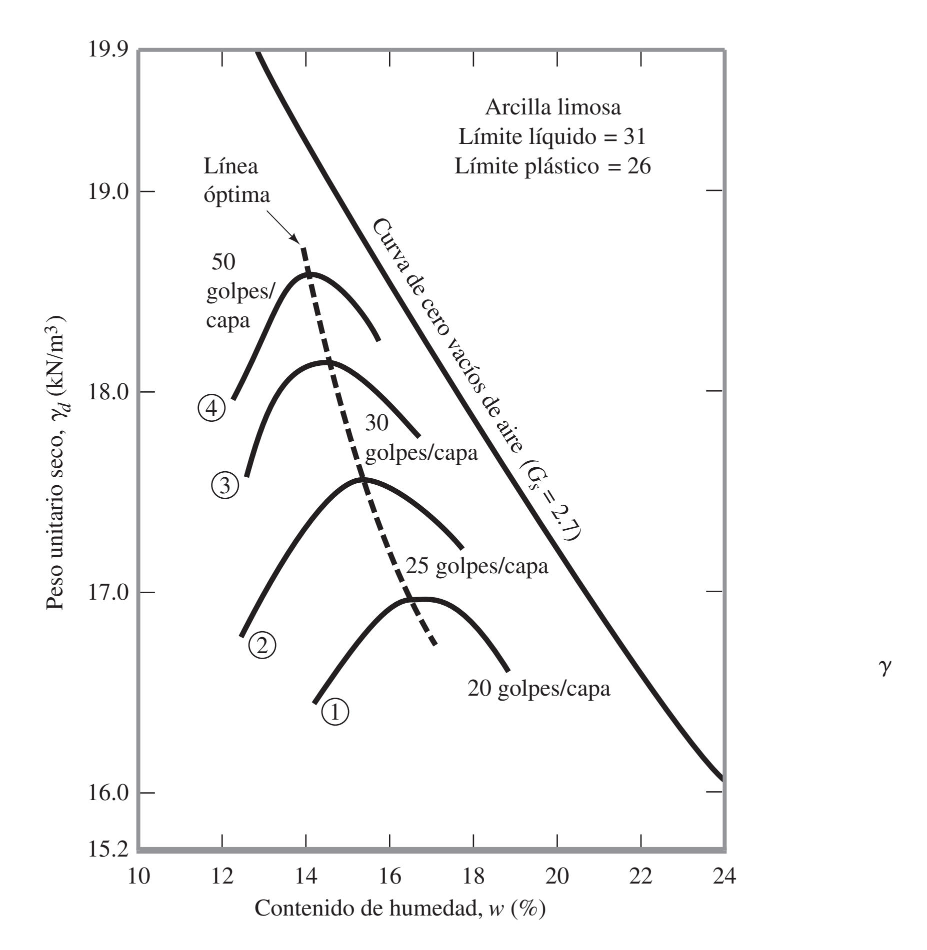


Figura 5.6 Efecto de la energía de compactación en arcilla limosa

5.5 Prueba Proctor modificada

Con el desarrollo de rodillos pesados y su uso en la compactación en campo, la prueba Proctor estándar fue modificada para representar mejor las condiciones de campo. Esto se refiere a veces como la *prueba Proctor modificada* (Norma ASTM D-1557 y Norma AASHTO T 180). Para la realización de la prueba Proctor modificada se utiliza el mismo molde, con un volumen de 943.3 cm^3, como en el caso de la prueba Proctor estándar. Sin embargo, el suelo es compactado en cinco capas por un martillo que pesa 44.5 N (masa = 4.536 kg) y tiene una caída de 457.2 mm. El número de golpes de martillo para cada capa se mantiene en 25, como en el caso de la prueba Proctor estándar. La figura 5.7 muestra los martillos utilizados para las pruebas Proctor estándar y modificada. La energía de compactación por unidad de volumen de suelo en la prueba modificada puede ser calculada mediante

$$E = \frac{(25 \text{ golpes/capa})(5 \text{ capas})(44.5 \times 10^{-3} \text{ kN})(0.4572 \text{ m})}{943.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3} = 2696 \text{ kN-m/m}^3$$

Una comparación entre los martillos utilizados en las pruebas Proctor estándar y modificada se muestra en la figura 5.8.



Figura 5.7 Martillos utilizados en las pruebas Proctor estándar y modificada (Cortesía de ELE International)

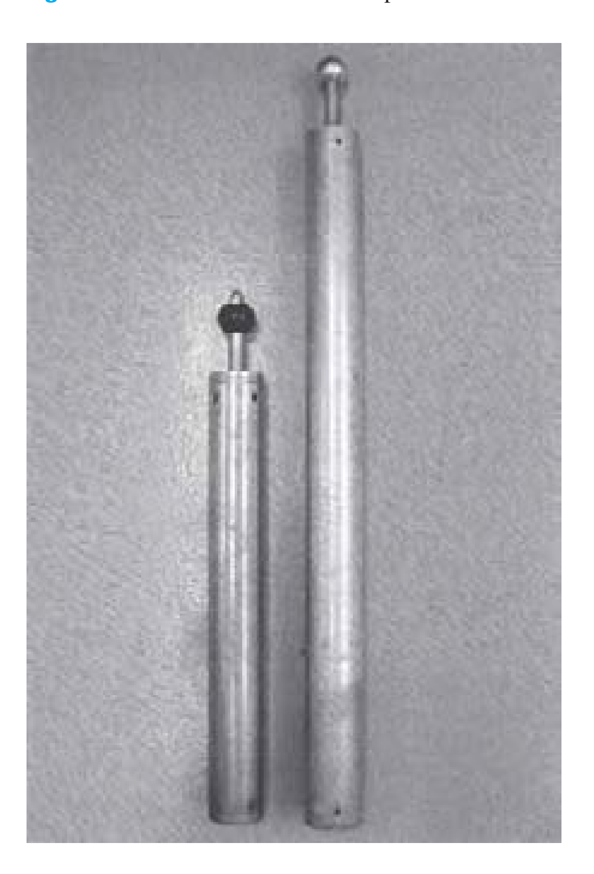


Figura 5.8 Comparación de los martillos para la prueba Proctor estándar (izquierda) y modificada (derecha) (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

Tabla 5.2 Especificaciones de la prueba Proctor estándar (Basadas en la Norma ASTM 698)

Elemento	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	943.3 cm^3	943.3 cm^3	2124 cm^3
Peso del martillo	24.4 N	24.4 N	24.4 N
Altura de la caída del martillo	304.8 mm	304.8 mm	304.8 mm
Número de golpes de martillo por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	3	3	3
Energía de compactación	591.3 kN-m/m^3	591.3 kN-m/m^3	591.3 kN-m/m^3
Suelo utilizado	Porción que pasa el tamiz núm. 4 (4.57 mm). Puede ser utilizada si 20% *o menos* del peso de material es retenido en el tamiz núm. 4	Porción que pasa el tamiz de 9.5 mm. Puede utilizarse si el suelo retenido en el tamiz núm. 4 *es más* de 20% y 20% *o menos* del peso es retenido en el tamiz de 9.5 mm	Porción que pasa el tamiz de 19 mm. Puede utilizarse si *más de* 20% del material es retenido en el tamiz de 9.5 mm y menos de 30% del peso es retenido en el tamiz de 19 mm

Debido a que el esfuerzo de compactación aumenta, los resultados de la prueba Proctor modificada resulta en un aumento del peso unitario seco máximo de suelo. El aumento del peso unitario seco máximo se acompaña de una disminución del contenido de humedad óptimo.

En las discusiones anteriores, las especificaciones dadas para las pruebas Proctor adoptadas por ASTM y AASHTO sobre el volumen del molde (943.3 cm^3) y el número de golpes (25 golpes/capa) son generalmente las adoptadas para los suelos de grano fino que pasan el tamiz núm. 4. Sin embargo, en cada designación de prueba los tres diferentes métodos sugeridos reflejan el tamaño del molde, el número de golpes por capa y el tamaño máximo de las partículas en un agregado de suelo usado para la prueba. Un resumen de los métodos de prueba se dan en las tablas 5.2 y 5.3.

Ejemplo 5.1

Los datos de las pruebas de laboratorio para una prueba Proctor estándar se dan en la tabla. Encuentre el peso específico seco máximo y el contenido de humedad óptimo.

Volumen del molde Proctor (cm^3)	Masa de suelo seco en el molde (kg)	Contenido de humedad
943.3	1.76	12
943.3	1.86	14
943.3	1.92	16
943.3	1.95	18
943.3	1.93	20
943.3	1.90	22

Solución

Podemos preparar la tabla siguiente:

Volumen, V (cm³)	Peso de suelo húmedo, W* (N)	Peso unitario húmedo, $\gamma^{\dagger}$ (kN/m³)	Contenido de humedad, w (%)	Peso unitario seco, $\gamma_d^{\ddagger}$ (kN/m³)
943.3	17.27	18.3	12	16.34
943.3	18.25	19.3	14	16.93
943.3	18.84	20.0	16	17.24
943.3	19.13	20.3	18	17.20
943.3	18.93	20.1	20	16.75
943.3	18.64	19.8	22	16.23

*W = masa (en kg) × 9.81 † $\gamma = \dfrac{W}{V}$ ‡ $\gamma_d = \dfrac{\gamma}{1 + \dfrac{w\%}{100}}$

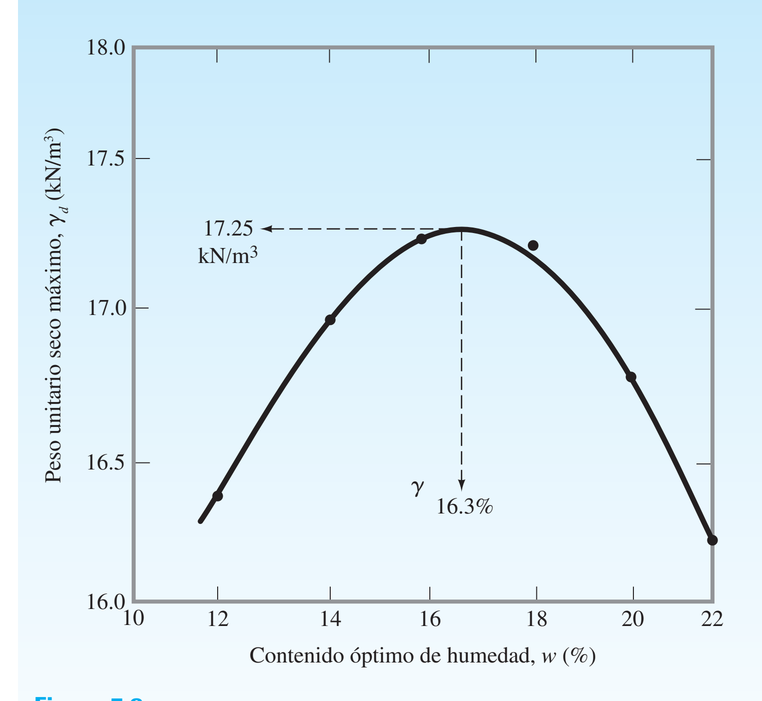


Figura 5.9

En la figura 5.9 se muestra la gráfica de γ_d en función de w. A partir de la gráfica, observamos que

Peso máximo unitario seco = **17.25 kN/m³**
Contenido óptimo de humedad = **16.3%**

Tabla 5.3 Especificaciones de la prueba Proctor modificada (Basadas en Norma ASTM Prueba 1577)

Elemento	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	943.3 cm^3	943.3 cm^3	2124 cm^3
Peso del martillo	44.5 N	44.5 N	44.5 N
Altura de la caída del martillo	457.2 mm	457.2 mm	457.2 mm
Número de golpes de martillo por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	5	5	5
Energía de compactación	2696 kN-m/m^3	2696 kN-m/m^3	2696 kN-m/m^3
Suelo utilizado	Porción que pasa el tamiz núm. 4 (4.57 mm). Puede ser utilizada si 20% *o menos* del peso de material es retenido en el tamiz núm. 4	Porción que pasa el tamiz de 9.5 mm. Puede utilizarse si el suelo retenido en el tamiz núm. 4 *es más* de 20% y 20% *o menos* del peso es retenido en el tamiz de 9.5 mm.	Porción que pasa el tamiz de 19 mm. Puede utilizarse si *más de* 20% del material es retenido en el tamiz de 9.5 mm y *menos de* 30% del peso es retenido en el tamiz de 19 mm.

5.6 Relaciones empíricas

Omar *et al.* (2003) presentaron los resultados de las pruebas de compactación Proctor modificada en 311 muestras de suelo. De estas muestras, 45 fueron del suelo de grava (GP, GP-GM, GW, GW-GM y GM), 264 eran suelo arenoso (SP, SP-SM, SW-SM, SW, SC-SM, SC y SM) y dos eran de arcilla de baja plasticidad (CL). Todas las pruebas de compactación se llevaron a cabo utilizando la norma ASTM 1557 método C. Con base en las pruebas, se desarrollaron las siguientes correlaciones.

$$\rho_{d(\text{máx})}\,(\text{kg/m}^3) = [4\,804\,574 G_s - 195.55(LL)^2 + 156\,971(\text{R\#4})^{0.5} - 9\,527\,830]^{0.5} \quad (5.8)$$

$$\text{In}(w_{\text{opt}}) = 1.195 \times 10^{-4}(LL)^2 - 1.964 G_s - 6.617 \times 10^{-5}(\text{R\#4}) + 7.651 \quad (5.9)$$

donde

$\rho_{d(\text{máx})}$ = densidad máxima seca
w_{opt} = contenido óptimo de humedad
G_s = peso específico de sólidos de suelo
LL = límite líquido, en porcentaje
R#4 = porcentaje retenido en el tamiz núm. 4

Para suelos granulares con menos de 12% de finos (es decir, más fino que el tamiz núm. 200), la densidad relativa puede ser un mejor indicador de la especificación para la compactación final de producto en el campo. Basado en pruebas de compactación de laboratorio en 55 arenas limpias (menos de 5% más fino que el tamiz núm. 200), Patra *et al.* (2010) proporcionaron las siguientes relaciones

$$D_r = AD_{50}{}^{-B} \tag{5.10}$$

$$A = 0.216 \ln E - 0.850 \tag{5.11}$$

$$B = -0.03 \ln E + 0.306 \tag{5.12}$$

donde D_r = densidad relativa máxima de compactación alcanzada con energía de compactación

E (kN-m/m^3)

D_{50} = tamaño de grano medio (mm)

Gurtug y Sridharan (2004) propusieron correlaciones para el contenido óptimo de humedad y el peso unitario seco máximo con el límite plástico (*PL*) de los suelos cohesivos. Estas correlaciones se pueden expresar como:

$$w_{\text{opt}}(\%) = [1.95 - 0.38(\log E)]\,(PL) \tag{5.13}$$

$$\gamma_{d(\text{máx})}\ (\text{kN/m}^3) = 22.68e^{-0.0183 w_{\text{opt}}(\%)} \tag{5.14}$$

donde

PL = límite plástico (%)

E = energía de compactación (kN-m/m^3)

Para la prueba Proctor modificada, $E = 2700$ kN/m^3. Por tanto

$$w_{\text{opt}}(\%) \approx 0.65(PL)$$

y

$$\gamma_{d(\text{máx})}\ (\text{kN/m}^3) \approx 22.68e^{-0.012(PL)}$$

Osman *et al.* (2008) analizaron una serie de resultados de pruebas de laboratorio de compactación en suelos de grano fino (cohesivo), incluidos los proporcionados por Gurtug y Sridharan (2004). Sobre la base de este estudio, se desarrollaron las siguientes correlaciones:

$$w_{\text{opt}}(\%) = (1.99 - 0.165 \ln E)(PI) \tag{5.15}$$

y

$$\gamma_{d(\text{máx})}(\text{kN/m}^3) = L - M w_{\text{opt}}\,(\%) \tag{5.16}$$

donde

$$L = 14.34 + 1.195 \ln E \tag{5.17}$$

$$M = -0.19 + 0.073 \ln E \tag{5.18}$$

w_{opt} = contenido óptimo de humedad (%)

PI = índice de plasticidad (%)

$\gamma_{d(\text{máx})}$ = peso unitario seco máximo (kN/m^3)

E = energía de compactación (kN-m/m^3)

Matteo *et al.* (2009) analizaron los resultados de 71 suelos de grano fino y proporcionaron las siguientes correlaciones para el contenido de agua óptimo (w_{opt}) y el peso unitario seco máximo [$\gamma_{d(máx)}$] para las pruebas Proctor modificadas (E = 2700 kN-m/m^3)

$$w_{opt}(\%) = -0.86(LL) + 3.04\left(\frac{LL}{G_s}\right) + 2.2 \tag{5.19}$$

y

$$\gamma_{d(máx)}(\text{kN/m}^3) = 40.316(w_{opt}^{-0.295})(PI^{0.032}) - 2.4 \tag{5.20}$$

donde LL = límite líquido (%)
PI = índice de plasticidad (%)
G_s = peso específico para sólidos de suelo

Ejemplo 5.2

Para una arena con 4% más fino que el tamiz núm. 200, estime la densidad relativa máxima de compactación que se puede obtener a partir de una prueba Proctor modificada. Considere D_{50} = 1.4 mm.

Solución

Para la prueba Proctor modificada, E = 2696 kN-m/m^3.
De la ecuación (5.11)

$$A = 0.216 \ln E - 0.850 = (0.216)(\ln 2696) - 0.850 = 0.856$$

De la ecuación (5.12)

$$B = -0.03 \ln E + 0.306 = -(0.03)(\ln 2696) + 0.306 = 0.069$$

De la ecuación (5.10)

$$D_r = AD_{50}^{-B} = (0.856)(1.4)^{-0.069} = 0.836 = \mathbf{83.6\%}$$

Ejemplo 5.3

Para un suelo arcilloso limoso dado LL = 43 y PL = 18, estime el peso unitario seco máximo de compactación que se puede lograr mediante la realización de una prueba Proctor modificada. Utilice la ecuación (5.16).

Solución

Para la prueba Proctor modificada, E = 2696 kN-m/m^3.
De las ecuaciones (5.17) y (5.18)

$$L = 14.34 + 1.195 \ln E = 14.34 + 1.195 \ln (2696) = 23.78$$

$$M = -0.19 + 0.073 \ln E = -0.19 + 0.073 \ln (2696) = 0.387$$

De la ecuación (5.15)

$$\begin{aligned} w_{opt}\ (\%) &= (1.99 - 0.165 \ln E)(PI) \\ &= [1.99 - 0.165 \ln(2696)](43 - 18) = 17.16\% \end{aligned}$$

De la ecuación (5.16)

$$\gamma_{d(máx)} = L - Mw_{opt} = 23.78 - (0.387)(17.16) = \mathbf{17.14\ kN/m^3}$$

5.7 Compactación en campo

La mayor parte de la compactación en campo se hace con rodillos. Hay cuatro tipos comunes de rodillos:

1. Rodillo de ruedas lisas (o rodillos de tambor liso)
2. Rodillo con neumáticos de caucho
3. Rodillos compactadores
4. Rodillo vibratorio

Los rodillos de ruedas lisas (figura 5.10) son adecuados para pruebas de rodado en explanadas y para la operación de acabado de rellenos con suelos arenosos y arcillosos. Proporcionan una cobertura de 100% bajo las ruedas con presiones de contacto en tierra de 310 hasta 380 kN/m^2. No son adecuados para la producción de altos pesos unitarios de compactación cuando se utilizan en capas más gruesas.

Los rodillos con neumáticos de caucho (figura 5.11) son mejores en muchos aspectos que los rodillos de ruedas lisas. Los primeros son vagones muy pesados con varias filas de neumáticos. Estos neumáticos están muy próximos entre sí, de cuatro hasta seis en la fila. La presión de contacto debajo de las llantas puede oscilar desde 600 hasta 700 kN/m^2 que producen de 70% a 80% de cobertura. Los rodillos neumáticos se pueden utilizar para la compactación de suelo arenoso y arcilloso. La compactación se logra mediante una combinación de presión y acción de amasado.

Los rodillos compactadores (figura 5.12) son tambores con un gran número de proyecciones. El área de cada una de estas proyecciones puede variar desde 25 hasta 85 cm^2. Los rodillos compactadores son más eficaces en la compactación de los suelos arcillosos. La presión de contacto en las proyecciones puede variar de 1380 a 6900 kN/m^2. Durante la compactación en campo, un pase inicial compacta la parte inferior de una elevación. Las partes superior y media de la elevación se compactan en una etapa posterior.

Los rodillos vibratorios son muy eficientes en la compactación de suelos granulares. Los vibradores se pueden unir a ruedas lisas de caucho o a rodillos compactadores de suelo para proporcionar efectos de vibración en la tierra. La vibración se produce mediante la rotación de pesos fuera del centro.



Figura 5.10 Rodillo de rueda lisa (Ingram Compaction LLC)



Figura 5.11 Rodillo con neumáticos de caucho (Ingram Compaction LLC)



Figura 5.12 Rodillo compactador (Super Stock/Alamy)

Los vibradores manuales pueden ser utilizados para la compactación efectiva de suelos granulares en un área limitada. Estos vibradores también son montados en máquinas por cuadrillas y pueden ser utilizados en las zonas menos restringidas.

Además, el tipo de suelo y contenido de humedad deben ser considerados otros factores para alcanzar el peso unitario de compactación deseado en campo. Estos factores incluyen el grosor de la elevación, la intensidad de la presión aplicada por el equipo de compactación y el área sobre la cual se aplica la presión. La presión aplicada en la superficie disminuye con la profundidad, lo que resulta en una disminución en el grado de compactación del suelo.

Durante la compactación el peso unitario seco del suelo también se ve afectado por el número de pasadas de los rodillos. El peso unitario seco de un suelo con un contenido de humedad determinado aumentará hasta un cierto punto con el número de pasadas del rodillo. Más allá de este punto, permanecerá aproximadamente constante. En la mayoría de los casos, alrededor de 4 a 6 pasadas del rodillo darán el peso unitario seco máximo económicamente alcanzable.

5.8 Especificaciones para la compactación en campo

En la mayoría de las especificaciones para el trabajo con tierra, una condición es que el contratista debe lograr un peso unitario seco de campo compactado de 90 a 95% del peso unitario seco máximo determinado en el laboratorio mediante la prueba Proctor, ya sea estándar o modificada. Esta especificación es, de hecho, para la compactación relativa R, que puede expresarse como

$$R\,(\%) = \frac{\gamma_{d(\text{campo})}}{\gamma_{d(\text{máx}-\text{lab})}} \times 100 \tag{5.21}$$

En la compactación de suelos granulares, las especificaciones se escriben a veces en términos de la densidad relativa D_r requerida o la compactación. La densidad relativa no debe confundirse con la compactación relativa. Del capítulo 3 podemos escribir

$$D_r = \left[\frac{\gamma_{d(\text{campo})} - \gamma_{d(\text{mín})}}{\gamma_{d(\text{máx})} - \gamma_{d(\text{mín})}}\right]\left[\frac{\gamma_{d\,(\text{máx})}}{\gamma_{d\,(\text{campo})}}\right] \qquad (5.22$$

Comparando las ecuaciones (5.21) y (5.22), podemos ver que

$$R = \frac{R_0}{1 - D_r(1 - R_0)} \tag{5.23}$$

donde

$$R_0 = \frac{\gamma_{d(\text{mín})}}{\gamma_{d(\text{máx})}} \tag{5.24}$$

La especificación para la compactación de campo sobre la base de la compactación relativa o de la densidad relativa es una especificación de producto final. Se espera que el contratista logre un peso unitario seco mínimo independientemente del procedimiento de campo adoptado. La condición de compactación más económica se puede explicar con la ayuda de la figura 5.13. Las curvas de compactación A, B y C son para el mismo suelo con diferentes esfuerzos de compactación. La curva A representa las condiciones de máximo esfuerzo de compactación que se pueden obtener a partir de los equipos existentes, requeridas para lograr un peso unitario seco mínimo de $\gamma_{d(\text{campo})} = R\gamma_{d(\text{máx})}$. Para lograr esto, el contenido de humedad w debe estar entre

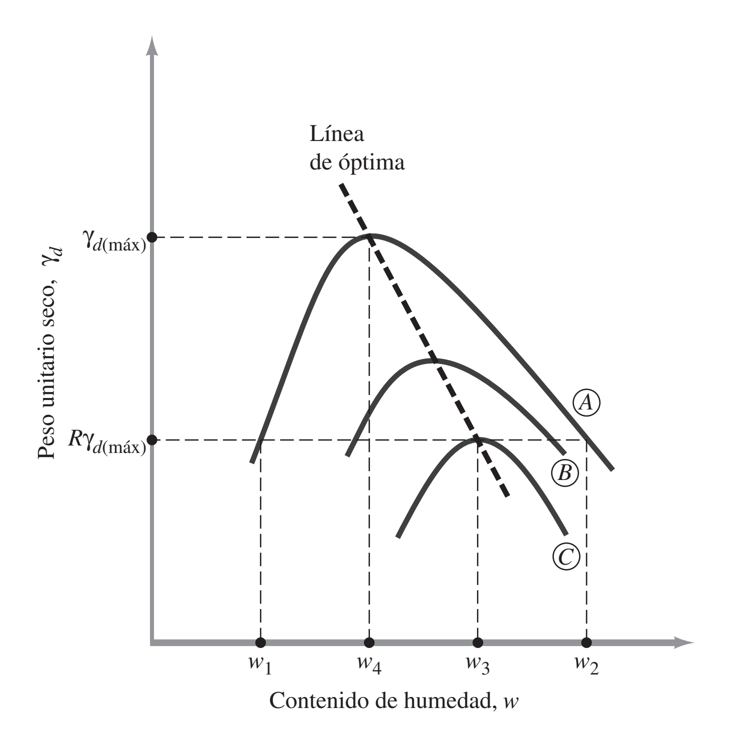


Figura 5.13 Condición de compactación más económica

w_1 y w_2. Sin embargo, como puede verse en la curva de compactación C, la $\gamma_{d(\text{campo})}$ requerida se puede lograr con un esfuerzo de compactación inferior a un contenido de humedad $w = w_3$. Sin embargo, en la práctica un peso unitario de campo compactado $\gamma_{d(\text{campo})} = R\gamma_{d(\text{máx})}$ no se puede lograr por el esfuerzo mínimo de compactación, ya que no permite ningún margen para el error teniendo en cuenta la variabilidad de las condiciones de campo. Por lo tanto, debe usarse un equipo con poco más que el esfuerzo mínimo de compactación. La curva de compactación B representa esta condición. Ahora se puede ver en la figura 5.13 que el contenido de humedad es más económico entre w_3 y w_4. Tenga en cuenta que $w = w_4$ es el contenido de humedad óptimo para la curva A, que es el esfuerzo máximo de compactación.

El concepto descrito en el párrafo anterior, junto con la figura 5.13, se atribuye tradicionalmente a Seed (1964), quien fue una figura prominente en la ingeniería geotécnica moderna. La idea se elabora con más detalle en Holtz y Kovacs (1981).

5.9 Determinación del peso unitario de campo después de la compactación

Cuando el trabajo de compactación está progresando en el campo, es útil saber si se logra o no el peso unitario especificado. Hay tres procedimientos estándar que se utilizan para la determinación del peso unitario del campo de compactación:

1. Método del cono de arena
2. Método del globo de goma
3. Método nuclear

A continuación se presenta una breve descripción de cada uno de estos métodos.



Figura 5.14 Jarra de plástico y cono de metal para el dispositivo del cono de arena (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

Método del cono de arena (Norma ASTM D-1556)

El dispositivo de cono de arena consiste en un vaso o jarra de plástico con un cono de metal unido a su parte superior (figura 5.14). La jarra se llena con arena de Ottawa seca muy uniforme y se determina el peso (W_1) de la jarra, el cono y la arena que llena la jarra. En el campo, se excava un pequeño agujero en la zona donde el suelo ha sido compactado. Si se determina el peso de la humedad del suelo excavado desde el agujero (W_2) y se conoce el contenido de humedad de la tierra excavada, el peso seco del suelo (W_3) está dado por

$$W_3 = \frac{W_2}{1 + \dfrac{w\,(\%)}{100}} \tag{5.25}$$

donde w = contenido de humedad.

Después de excavar del agujero, el cono con la jarra llena de arena unida a él se invierte y se coloca sobre el orificio (figura 5.15). Se deja que la arena fluya fuera de la jarra dentro del orificio y el cono. Una vez que el orificio y el cono están llenos, se determina el peso de la jarra, el cono y la arena restante en la jarra (W_4), por lo que

$$W_5 = W_1 - W_4 \tag{5.26}$$

donde W_5 = peso de arena que llena el agujero y el cono.

El volumen del orificio excavado ahora se puede determinar como

$$V = \frac{W_5 - W_c}{\gamma_{d(\text{arena})}} \tag{5.27}$$

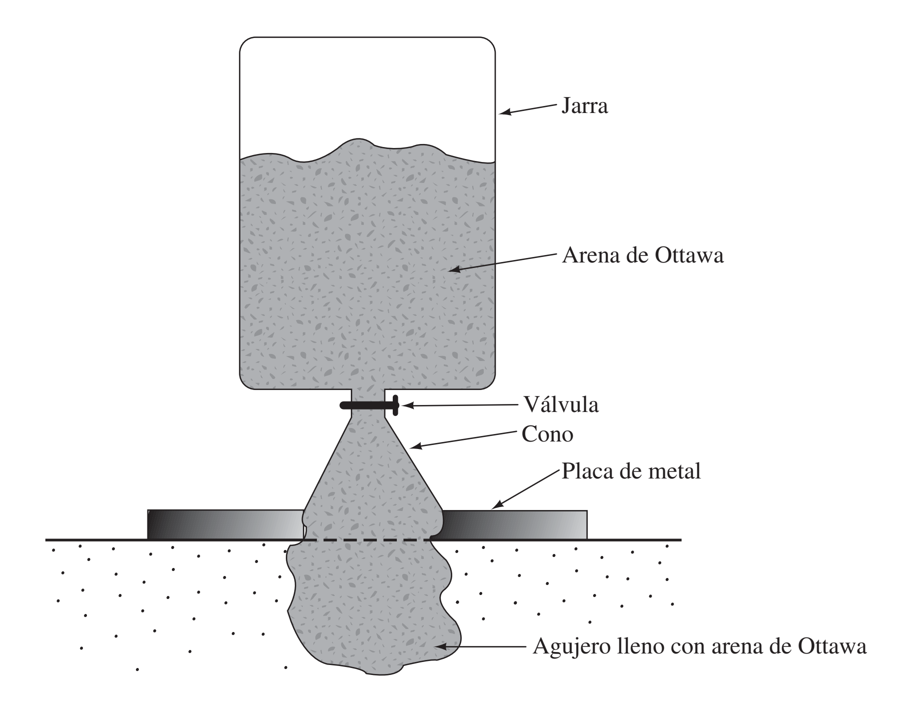


Figura 5.15 Determinación del peso unitario de campo con el método del cono de arena

donde

W_c = peso de la arena para llenar sólo el cono

$\gamma_{d(\text{arena})}$ = peso unitario en seco de la arena de Ottawa utilizada

Los valores de W_c y $\gamma_{d(\text{arena})}$ se determinan a partir de la calibración realizada en el laboratorio. El peso unitario seco de compactación hecho en el campo ahora se puede determinar como

$$\gamma_d = \frac{\text{peso seco del suelo excavado del agujero}}{\text{volumen del agujero}} = \frac{W_3}{V} \tag{5.28}$$

Método del globo de goma (Norma ASTM D-2167)

El procedimiento para el método del globo de goma es similar al del método del cono de arena: se hace un agujero de prueba y se determinan el peso húmedo de la tierra extraída del agujero y su contenido de humedad. Sin embargo, el volumen del agujero se determina mediante la introducción, dentro del orificio, de un globo de goma lleno con agua de un recipiente de calibrado, del que se puede leer directamente el volumen. El peso unitario seco de la tierra compactada se puede determinar mediante el uso de la ecuación (5.25). La figura 5.16 muestra un recipiente calibrado utilizado en este método.

Método nuclear

Los medidores de densidad nuclear se utilizan a menudo para determinar el peso unitario seco compactado del suelo. Los medidores de densidad funcionan bien en los agujeros perforados



Figura 5.16 Recipiente calibrado para el método del globo de goma para la determinación del peso unitario de campo (Cortesía de ELE International)

o desde la superficie del suelo, miden el peso del suelo húmedo por unidad de volumen y también el peso del agua presente en una unidad de volumen del suelo. El peso unitario seco de suelo compactado se puede determinar restando el peso del agua al peso unitario húmedo de suelo. La figura 5.17 muestra una fotografía de un medidor de densidad nuclear.

5.10 Efecto de la compactación en las propiedades cohesivas del suelo

La compactación induce variaciones en la estructura de los suelos cohesivos que, a su vez, afectan a las propiedades físicas tales como la conductividad hidráulica y la resistencia a la cizalladura (Lambe, 1958). Esto puede explicarse haciendo referencia a la figura 5.18. La figura 5.18a muestra una curva de compactación (es decir, la variación del peso unitario seco en función del contenido de humedad). Si la arcilla con un contenido de humedad es compactada en el lado seco de la óptima, como se representa por el punto A, poseerá una *estructura floculante* (es decir, una orientación aleatoria de partículas sueltas). En este momento cada partícula de arcilla tiene una delgada capa de agua adsorbida y una capa más gruesa de agua viscosa de doble capa. En este caso las partículas de arcilla se mantienen unidas por atracción electrostática



Figura 5.17 Medidor de densidad nuclear (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

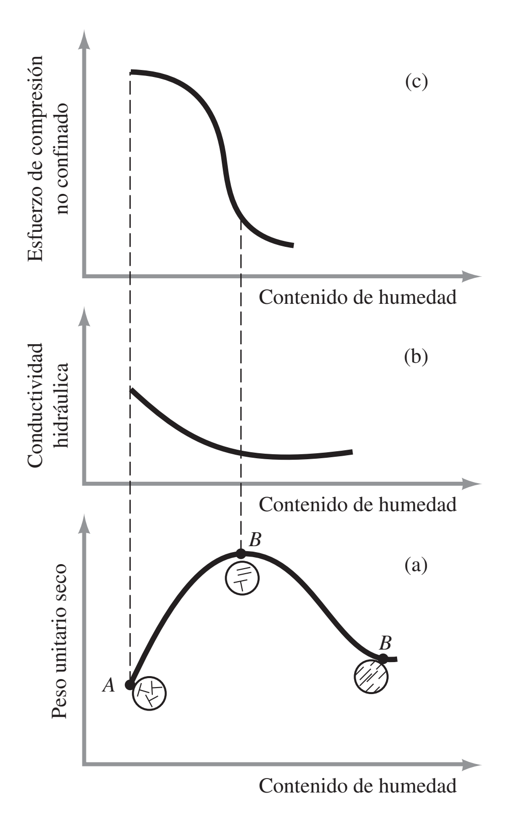


Figura 5.18 Naturaleza de la variación de (a) peso unitario seco, (b) conductividad hidráulica y (c) esfuerzo de compresión no confinado con contenido de humedad

de los bordes con carga positiva a las caras cargadas negativamente. Para un contenido de humedad bajo, la doble capa difusa de iones que rodean las partículas de arcilla no se puede desarrollar libremente. Cuando se aumenta el contenido de humedad de compactación, como se muestra por el punto *B*, las capas dobles difusas alrededor de las partículas se expanden, aumentando así la repulsión entre las partículas de arcilla y dando un menor grado de floculación y un mayor peso unitario seco. Un aumento continuo del contenido de humedad de *B* a *C* expandirá más las capas dobles y esto se traducirá en un incremento continuo de la repulsión entre las partículas. Esto le dará un grado aún mayor a la orientación de las partículas y una estructura más o menos *dispersa*. Sin embargo, el peso unitario seco disminuirá debido a que el agua añadida va a diluir la concentración de sólidos del suelo por unidad de volumen. También es importante señalar que en un contenido de humedad dado, un mayor esfuerzo de compactación tiende a dar una orientación más paralela a las partículas de arcilla, resultando así una estructura más dispersa. Las partículas están más cerca y el suelo tiene un mayor peso unitario de compactación.

Para un suelo y energía de compactación dados, la conductividad hidráulica (capítulo 6) va a cambiar con el contenido de humedad de moldeo en el que se lleva a cabo la compactación. La figura 5.18b muestra el carácter general de la variación de la conductividad hidráulica con el peso unitario seco y el contenido de humedad de moldeo. La conductividad hidráulica, que es una medida de la facilidad con que el agua fluye a través del suelo, disminuye con el aumento en el contenido de humedad de moldeo. Con el contenido de humedad óptimo se alcanza un valor mínimo aproximado. Más allá del contenido óptimo de humedad, la conductividad hidráulica aumenta ligeramente.

La resistencia de los suelos arcillosos compactados (véase el capítulo 10) generalmente disminuye con el contenido de humedad de moldeo. Esto se muestra en la figura 5.18c. Tenga en cuenta que en el contenido óptimo de humedad aproximado hay una gran pérdida de fuerza. Esto significa que si dos muestras son compactadas al mismo peso unitario en seco, una de ellas sobre el lado seco de la óptima y la otra sobre el lado húmedo de la óptima, la muestra compactada sobre el lado seco de la óptima (es decir, con estructura de floculante) exhibirá una mayor resistencia.

5.11 Resumen

En este capítulo hemos hablado de lo siguiente:

1. Pruebas de compactación estándar y modificada que se llevan a cabo en el laboratorio para determinar el peso unitario seco máximo de compactación y el contenido óptimo de humedad que se utilizan para desarrollar las especificaciones de compactación en campo.
2. El peso unitario seco máximo de compactación es una función de la energía de compactación.
3. Los rodillos de ruedas lisas, los rodillos de compactación y los rodillos con neumáticos de goma se utilizan generalmente para la compactación de campo.
4. Los rodillos vibratorios son muy eficaces en la compactación de suelos granulares.
5. El método del cono de arena, el método del globo de goma y los densímetros nucleares se utilizan para comprobar si la compactación de campo cumple con las especificaciones de compactación deseadas.
6. La conductividad hidráulica del suelo de arcilla disminuye con el aumento en el contenido de humedad de moldeo y alcanza un valor mínimo aproximado en el contenido de humedad óptimo.

Problemas

5.1 Dado G_s = 2.75, calcule el peso unitario de cero vacíos de aire para un suelo en kN/m^3 para w = 5%, 8%, 10%, 12% y 15%.

5.2 A continuación se dan los resultados de una prueba Proctor estándar. Determine el peso unitario seco máximo de compactación y el contenido de humedad óptimo.

Volumen del molde Proctor (cm^3)	Peso del suelo húmedo en el molde (N)	Contenido de humedad (%)
943	14.5	8.4
943	18.46	10.2
943	20.77	12.3
943	17.88	14.6
943	16.15	16.8

5.3 Para el suelo descrito en el problema 5.2, si G_s = 2.72, determine la relación de vacío y el grado de saturación en el contenido de humedad óptimo.

5.4 En la tabla siguiente se dan los resultados de una prueba Proctor estándar. Determine la densidad seca máxima (kg/m^3) de la compactación y el contenido de humedad óptimo.

Volumen del molde Proctor (cm^3)	Masa de suelo húmedo en el molde (kg)	Contenido de humedad (%)
943.3	1.68	9.9
943.3	1.71	10.6
943.3	1.77	12.1
943.3	1.83	13.8
943.3	1.86	15.1
943.3	1.88	17.4
943.3	1.87	19.4
943.3	1.85	21.2

5.5 Una prueba de la determinación del peso unitario de campo para el suelo descrito en el problema 5.4 arrojó los siguientes datos: contenido de humedad = 10.5 % y densidad húmeda = 1705 kg/m^3. Determine la compactación relativa.

5.6 El contenido de humedad *in situ* de un suelo es 18% y el peso unitario húmedo es 16.5 kN/m^3. El peso específico de los sólidos del suelo es de 2.75. Este suelo debe ser excavado y transportado a un sitio de construcción para su uso en un relleno compactado. Si las especificaciones requieren que el suelo se compacte a un peso unitario seco mínimo de 16.27 kN/m^3 al mismo contenido de humedad de 18%, ¿cuántos metros cúbicos de tierra de la excavación se necesitan para producir 7.651 m^3 de relleno compactado? ¿Cuántos camiones de carga de 178 kN son necesarios para el transporte de la tierra excavada?

5.7 El relleno de un terraplén propuesto requiere 3.500 m^3 de tierra compactada. La relación de vacío del relleno compactado se especifica como 0.65. Están disponibles cuatro bancos de material, tal como se describe en la siguiente tabla, que muestra las relaciones

respectivas de vacíos del suelo y el costo por metro cúbico para mover el suelo para la obra propuesta. Haga los cálculos necesarios para seleccionar el pozo del que debe comprarse el suelo para minimizar el costo. Suponga que G_s es el mismo en todos los pozos.

Pozo de material	Relación de vacíos	Costo ($/m³)
A	0.85	9
B	1.2	6
C	0.95	7
D	0.75	10

5.8 Los pesos unitarios secos máximo y mínimo de una arena fueron determinados en el laboratorio como 17.5 kN/m^3 y 14.8 kN/m^3, respectivamente. ¿Cuál sería la compactación relativa en campo si la densidad relativa es de 70%?

5.9 En la tabla se muestran los resultados de la prueba de compactación de laboratorio en un suelo arcilloso.

Contenido de humedad (%)	Peso unitario seco (kN/m³)
6	14.80
8	17.45
9	18.52
11	18.9
12	18.5
14	16.9

A continuación se presentan los resultados de una prueba de determinación del peso unitario de campo en el mismo suelo con el método del cono de arena:

- Calibrado densidad seca de arena de Ottawa = 1.570 kg/m^3
- Calibrado masa de arena de Ottawa para llenar el cono = 0.545 kg
- Masa de la jarra + cono + arena (antes de su uso) = 7.59 kg
- Masa de la jarra + cono + arena (después de su uso) = 4.78 kg
- Masa de suelo húmedo del agujero = 3.007 kg
- Contenido de humedad del suelo húmedo = 10.2 %

Determine

a. Peso unitario seco de compactación en campo
b. Compactación relativa en campo

5.10 Para un suelo granular, se dan los siguientes datos:

- $G_s = 2.6$
- Límite líquido de la fracción que pasa el tamiz núm. 40 = 20
- Porcentaje retenido en el tamiz núm. 4 = 20

Usando las ecuaciones (5.8) y (5.9), estime la densidad seca máxima de compactación y el contenido de humedad óptimo con base en la prueba Proctor modificada.

5.11 Para arena con 3% de finos estime la densidad relativa máxima de compactación que puede obtenerse a partir de una prueba Proctor estándar dado el tamaño de grano medio, $D_{50} = 1.9$ mm.

Referencias

American Association of State Highway and Transportation Officials (1982). *AASHTO Materials*, Part II, Washington, D.C.

American Society for Testing and Materials (2010). *ASTM Standards*, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

Gurtug, Y., and Sridharan, A. (2004). "Compaction Behaviour and Prediction of Its Characteristics of Fine Grained Soils with Particular Reference to Compaction Energy," *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 5, 27–36.

Holtz, R. D., and Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Lambe, T. W. (1958). "The Structure of Compacted Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 84, No. SM2, 1654-1–1654-34.

Lee, P. Y., and Suedkamp, R. J. (1972). "Characteristics of Irregularly Shaped Compaction Curves of Soils," *Highway Research Recor*d No. 381, National Academy of Sciences, Washington, D.C., 1–9.

Matteo, L. D., Bigotti, F., and Ricco, R. (2009). "Best-Fit Model to Estimate Proctor Properties of Compacted Soil," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 135, No. 7, 992–996.

Omar, M., Abdallah, S., Basma, A., and Barakat, S. (2003). "Compaction Characteristics of Granular Soils in United Arab Emirates," *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 21, No. 3, 283–295.

Osman, S., Togrol, E., and Kayadelen, C. (2008). "Estimating Compaction Behavior of Fine- Grained Soils Based on Compaction Energy," *Canadian Geotechnical Journal*,Vol. 45, No. 6, 877–887.

Patra, C. R., Sivakugan, N., Das, B. M., and Rout, S. K. (2010). "Correlation of Relative Density of Clean Sand with Median Grain Size and Compaction Energy," *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 4, No. 2, 196–203.

Proctor, R. R. (1933). "Design and Construction of Rolled Earth Dams," *Engineering News Record*, Vol. 3, 245–248, 286–289, 348–351, 372–376.

Seed, H. B. (1964). Lecture Notes, CE 271, Seepage and Earth Dam Design, University of California, Berkeley.

CAPÍTULO 6

Conductividad hidráulica

6.1 Introducción

Los suelos tienen vacíos interconectados por donde el agua puede fluir desde los puntos de alta energía a los puntos de baja energía. El estudio del flujo de agua a través de medios porosos del suelo es importante en la mecánica del suelo. Es necesario para la estimación de la cantidad de filtración subterránea bajo diversas condiciones hidráulicas, para la investigación de los problemas que implica el bombeo de agua para construcción subterránea y para la realización de los análisis de estabilidad de presas y estructuras de retención de tierra que están sujetas a fuerzas de filtración.

La velocidad de descarga del agua, que es la cantidad de agua que fluye por unidad de tiempo a través de un área de sección unitaria transversal de suelo (en ángulos rectos a la dirección del flujo), es una función de la conductividad hidráulica y del gradiente hidráulico. La conductividad hidráulica es un parámetro importante para un suelo en el estudio de la filtración. En este capítulo vamos a discutir los procedimientos para determinar la conductividad hidráulica de los suelos en el laboratorio y en el campo.

6.2 Ecuación de Bernoulli

A partir de la mecánica de fluidos sabemos que, de acuerdo con la ecuación de Bernoulli, la altura total en un punto en agua en movimiento puede ser dado por la suma de la presión, la velocidad y el desnivel, o

$$h = \underbrace{\frac{u}{\gamma_w}}_{\substack{\text{Presión}\\ \text{de carga}}} + \underbrace{\frac{v^2}{2g}}_{\substack{\text{Velocidad}\\ \text{de carga}}} + \underbrace{Z}_{\text{Desnivel}} \tag{6.1}$$

donde

h = carga total
u = presión
v = velocidad
g = aceleración debida a la gravedad
γ_w = peso unitario del agua

Observe que el desnivel, Z, es la distancia vertical de un punto dado por encima o por debajo de un plano de referencia. La carga de presión es la presión del agua u en ese punto, dividida entre el peso unitario de agua γ_w.

Si la ecuación de Bernoulli se aplica al flujo de agua a través de un medio de suelo poroso, el término que contiene la velocidad de carga puede despreciarse debido a que la velocidad de filtración es pequeña. A continuación, la altura total en cualquier punto se puede representar adecuadamente por

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + Z \tag{6.2}$$

La figura 6.1 muestra la relación entre la presión, la elevación y las cargas totales para el flujo de agua a través del suelo. Tubos abiertos llamados *piezómetros* se instalan en los puntos A y B. Los niveles a los que el agua se eleva en estos tubos situados en los puntos A y B se conocen como *niveles piezométricos* de los puntos A y B, respectivamente. La presión de carga en un punto es la altura de la columna vertical de agua en el piezómetro instalado en ese punto.

La pérdida de carga entre dos puntos, A y B, se puede dar por

$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{u_A}{\gamma_w} + Z_A\right) - \left(\frac{u_B}{\gamma_w} + Z_B\right) \tag{6.3}$$

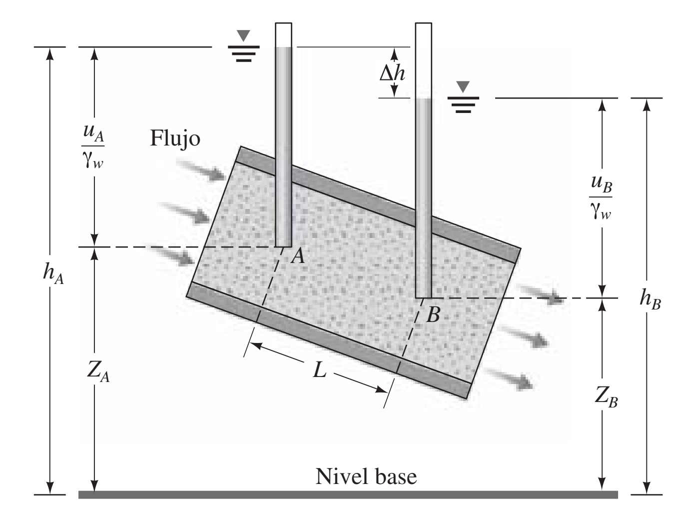


Figura 6.1 Presión, elevación y cargas totales para el flujo del agua a través de un suelo

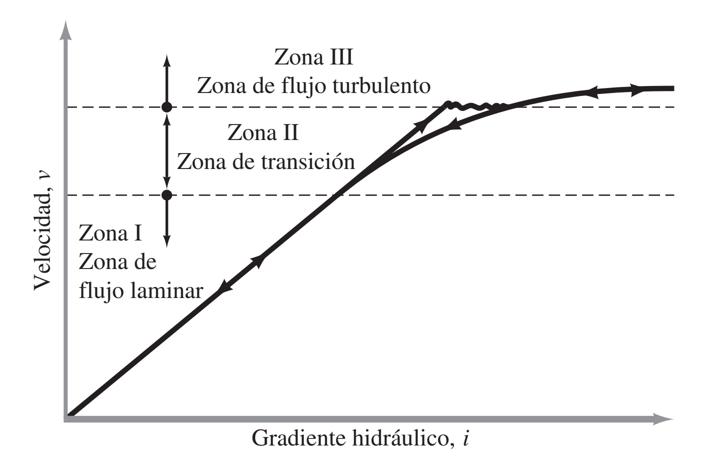


Figura 6.2 Naturaleza de la variación de v con el gradiente hidráulico, i

La pérdida de carga, Δh, puede expresarse en forma adimensional como

$$i = \frac{\Delta h}{L} \tag{6.4}$$

donde

i = gradiente hidráulico

L = distancia entre los puntos A y B, es decir, la longitud de flujo sobre el que ocurre la pérdida de carga

En general, la variación de la velocidad, v, con el gradiente hidráulico, i, es como se muestra en la figura 6.2. Esta gráfica se divide en tres zonas:

1. Zona de flujo laminar (zona I)
2. Zona de transición (zona II)
3. Zona de flujo turbulento (zona III)

Cuando el gradiente hidráulico se incrementa gradualmente, el flujo sigue siendo laminar en las zonas I y II, y la velocidad, v, tiene una relación lineal con el gradiente. En un gradiente hidráulico superior, el flujo se vuelve turbulento (zona III). Cuando el gradiente hidráulico disminuye, existen condiciones de flujo laminar sólo en la zona I.

En la mayoría de los suelos, el flujo de agua a través de los espacios vacíos se puede considerar laminar, por lo que,

$$v \propto i \tag{6.5}$$

En roca fracturada, gravas y arenas muy gruesas, pueden existir condiciones de flujo turbulento y la ecuación (6.5) puede no ser válida.

6.3 Ley de Darcy

En 1856, Henri Philibert Gaspard Darcy publicó una ecuación empírica simple para la velocidad de descarga del agua a través de los suelos saturados. Esta ecuación se basa principalmente en las observaciones que Darcy hace sobre el flujo de agua a través de arenas limpias y se da como

$$v = ki \tag{6.6}$$

donde

v = *velocidad de descarga*, que es la cantidad de agua que fluye por unidad de tiempo a través de un área de sección transversal unitaria bruta de suelo en ángulo recto con la dirección del flujo

k = conductividad hidráulica (también conocida como coeficiente de permeabilidad)

La conductividad hidráulica se expresa en cm/s o m/s, y la descarga es en m^3/s. Debe señalarse que, en unidades del SI, la longitud se expresa en mm o m, por lo que, en ese sentido, la conductividad hidráulica debe ser expresada en mm/s en lugar de cm/s. Sin embargo, los ingenieros geotécnicos siguen utilizando cm/s como la unidad para la conductividad hidráulica.

Observe que la ecuación (6.6) es similar a la ecuación (6.5); ambas son válidas para las condiciones de flujo laminar y aplicables para una amplia gama de suelos. En la ecuación (6.6), v es la velocidad de descarga de agua con base en el área de la sección transversal bruta de suelo. Sin embargo, la velocidad real de agua (es decir, la velocidad de filtración) a través de los espacios vacíos es mayor que v. Se puede deducir una relación entre la velocidad de descarga y la velocidad de filtración haciendo referencia a la figura 6.3, que muestra un suelo de longitud L con una sección transversal de área bruta A. Si la cantidad de agua que fluye a través del suelo por unidad de tiempo es q, entonces

$$q = vA = A_v v_s \tag{6.7}$$

donde

v_s = *velocidad de filtración*

A_v = área de vacíos en la sección transversal de la muestra

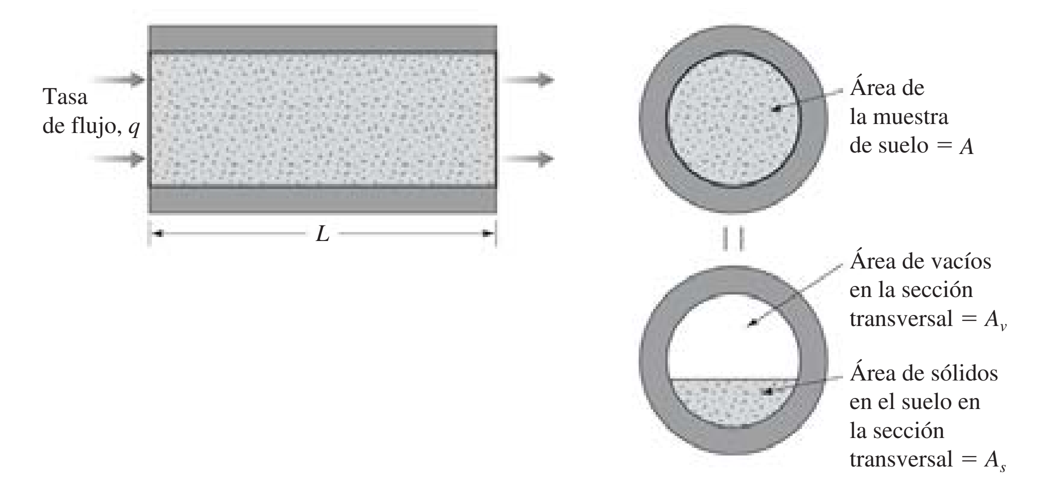


Figura 6.3 Deducción de la ecuación (6.10)

Sin embargo,

$$A = A_v + A_s \tag{6.8}$$

donde A_s = área de sólidos del suelo en la sección transversal de la muestra. Combinando las ecuaciones (6.7) y (6.8) se obtiene

$$q = v(A_v + A_s) = A_v v_s$$

o

$$v_s = \frac{v(A_v + A_s)}{A_v} = \frac{v(A_v + A_s)L}{A_v L} = \frac{v(V_v + V_s)}{V_v} \tag{6.9}$$

donde

V_v = volumen de vacíos en la muestra
V_s = volumen de sólidos del suelo en la muestra

La ecuación (6.9) puede ser reescrita como

$$v_s = v\left[\frac{1 + \left(\frac{V_v}{V_s}\right)}{\frac{V_v}{V_s}}\right] = v\left(\frac{1 + e}{e}\right) = \frac{v}{n} \tag{6.10}$$

donde

e = relación de vacíos
n = porosidad

Tenga en cuenta que los términos de la *velocidad real* y la *velocidad de filtración* se definen en un sentido normal. Las velocidades reales y la filtración variarán con la ubicación dentro del volumen de poros del suelo.

6.4 Conductividad hidráulica

La conductividad hidráulica de los suelos depende de varios factores: la viscosidad del fluido, la distribución de tamaño de poro, distribución de tamaño de grano, la relación de vacíos, la rugosidad de las partículas minerales y el grado de saturación del suelo. En suelos arcillosos la estructura juega un papel importante en la conductividad hidráulica. Otros factores importantes que afectan a la conductividad hidráulica de arcillas son la concentración iónica y el espesor de las capas de agua contenidas en las partículas de arcilla.

El valor de la conductividad hidráulica, k, varía entre los diferentes suelos. Algunos valores típicos para suelos saturados se dan en la tabla 6.1. La conductividad hidráulica de los suelos no saturados es menor y aumenta rápidamente con el grado de saturación.

La conductividad hidráulica de un suelo también está relacionada con las propiedades del fluido que fluye a través de él por la siguiente ecuación:

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta}\overline{K} \tag{6.11}$$

Tabla 6.1 Valores típicos de conductividad hidráulica para suelos saturados

Tipo de suelo	*k* (cm/s)
Grava limpia	100–1
Arena gruesa	1.0–0.01
Arena fina	0.01–0.001
Arcilla limosa	0.001–0.00001
Arcilla	$<$0.000001

donde

γ_w = peso unitario del agua
η = coeficiente de viscosidad del fluido
$\overline{K}$ = permeabilidad absoluta

La *permeabilidad absoluta*, $\overline{K}$, se expresa en unidades de longitud al cuadrado (es decir, cm^2).

La ecuación 6.11 mostró que la conductividad hidráulica es una función del peso unitario y la viscosidad del agua, que es a su vez una función de la temperatura a la que se lleva a cabo la prueba. Por lo tanto, de la ecuación (6.11),

$$\frac{k_{T_1}}{k_{T_2}} = \left(\frac{\eta_{T_2}}{\eta_{T_1}}\right)\left(\frac{\gamma_{u(T_1)}}{\gamma_{u(T_2)}}\right) \tag{6.12}$$

donde K_{T_1}, K_{T_2} = conductividad hidráulica a temperaturas T_1 y T_2, respectivamente
η_{T_1}, η_{T_2} = viscosidad del fluido a temperaturas T_1 y T_2, respectivamente
$\gamma_{u(T_1)}, \gamma_{u(T_2)}$ = unidad de peso de agua a temperaturas T_1 y T_2, respectivamente

Esto es una convención para expresar el valor de k a una temperatura de 20°C. Dentro de la gama de temperaturas de prueba, podemos suponer que $\gamma_{u(T_1)} \simeq \gamma_{u(T_2)}$. Por lo tanto, de la ecuación (6.12)

$$k_{20°\mathrm{C}} = \left(\frac{\eta_{T°\mathrm{C}}}{\eta_{20°\mathrm{C}}}\right) k_{T°\mathrm{C}} \tag{6.13}$$

La variación de $\eta_{T°\mathrm{C}}/\eta_{20°\mathrm{C}}$ con la temperatura de prueba T que varía de 15 a 30°C se da en la tabla 6.2.

Tabla 6.2 Variación de $\eta_{T°\mathrm{C}}/\eta_{20°\mathrm{C}}$

Temperatura, *T* (°C)	$\eta_{T°\mathrm{C}}/\eta_{20°\mathrm{C}}$	Temperatura, *T* (°C)	$\eta_{T°\mathrm{C}}/\eta_{20°\mathrm{C}}$
15	1.135	23	0.931
16	1.106	24	0.910
17	1.077	25	0.889
18	1.051	26	0.869
19	1.025	27	0.850
20	1.000	28	0.832
21	0.976	29	0.814
22	0.953	30	0.797

6.5 Determinación de la conductividad hidráulica en laboratorio

Para determinar la conductividad hidráulica del suelo se utilizan dos pruebas de laboratorio estándar: la prueba de carga constante y la prueba de caída de carga. La prueba de carga constante se utiliza principalmente para suelos de grano grueso. Sin embargo, para suelos de grano fino las velocidades de flujo a través del suelo son demasiado pequeñas y, por lo tanto, se prefieren las pruebas de caída de carga. A continuación se da una breve descripción de cada una.

Prueba de carga constante

En la figura 6.4 se muestra una disposición típica de la prueba de permeabilidad de carga constante. En este tipo de configuración de laboratorio, el suministro de agua a la entrada se ajusta de tal manera que la diferencia de la carga entre la entrada y la salida se mantiene constante durante el periodo de prueba. Después que se estableció una velocidad de flujo constante, el agua se colecta en un matraz graduado para una duración conocida.

El volumen total de agua recolectada, Q, se puede expresar como

$$Q = Avt = A(ki)t \tag{6.14}$$

donde

A = área de la sección transversal de la muestra de suelo
t = duración de la recolección de agua

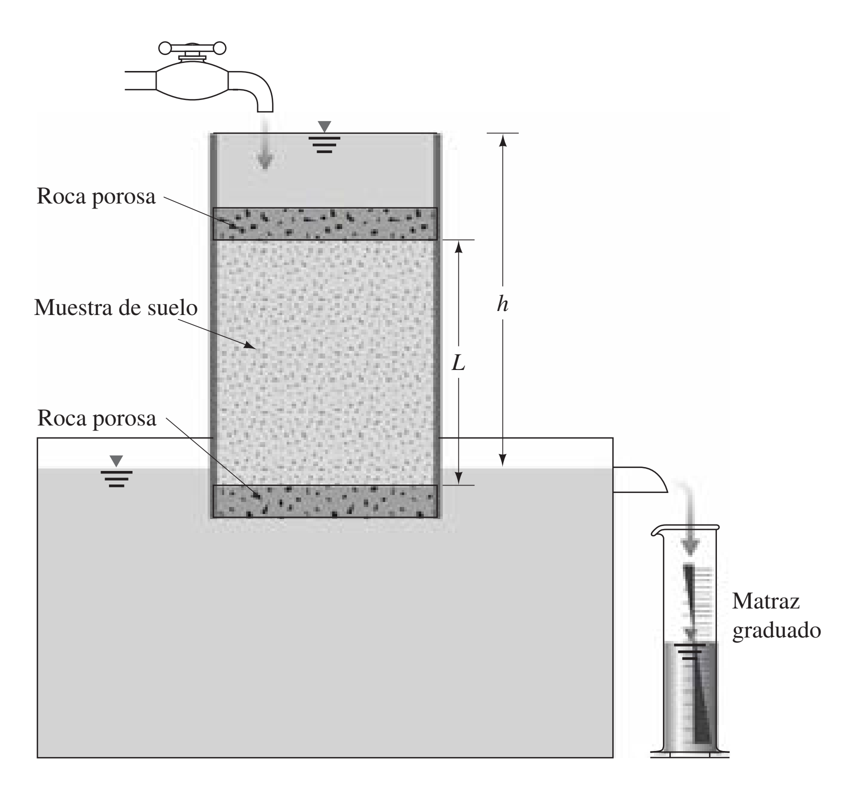


Figura 6.4 Prueba de permeabilidad de carga constante

También, como

$$i = \frac{h}{L} \tag{6.15}$$

donde L = longitud de la muestra, la ecuación (6.15) puede ser sustituida en la ecuación (6.14) para obtener

$$Q = A\left(k\frac{h}{L}\right)t \tag{6.16}$$

o

$$k = \frac{QL}{Aht} \tag{6.17}$$

Prueba de caída de carga

En la figura 6.5 se muestra una disposición típica de la prueba de permeabilidad de caída de carga. El agua de un tubo vertical fluye a través del suelo. Se registra la diferencia inicial de carga, h_1, en el tiempo $t = 0$, y se permite que el agua fluya a través de la muestra de suelo de tal manera que la diferencia final de carga en el tiempo $t = t_2$ es h_2.

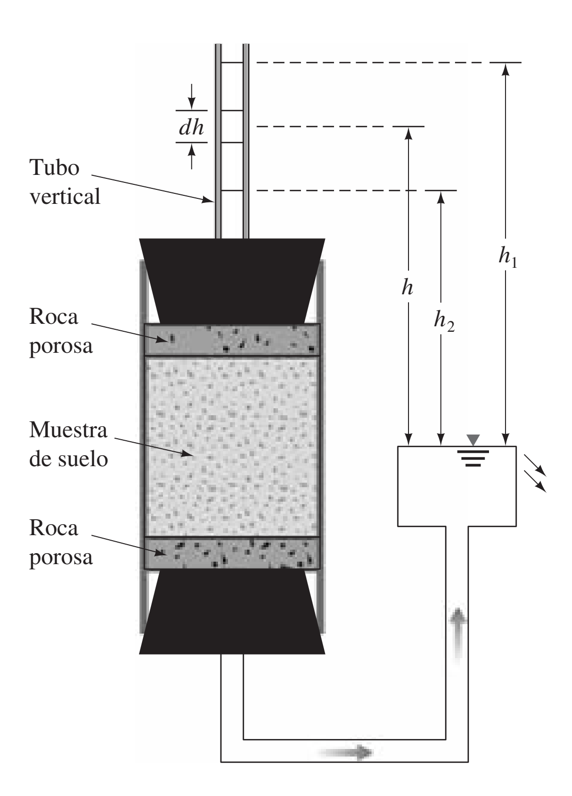


Figura 6.5 Prueba de permeabilidad de caída de carga

La tasa de flujo del agua q, a través de la muestra en cualquier tiempo t, puede obtenerse mediante

$$q = k\frac{h}{L}A = -a\frac{dh}{dt} \tag{6.18}$$

donde

a = área de sección transversal del tubo vertical
A = área de sección transversal de la muestra de suelo

Reordenando la ecuación (6.18) se obtiene

$$dt = \frac{aL}{Ak}\left(-\frac{dh}{h}\right) \tag{6.19}$$

La integración del lado izquierdo de la ecuación (6.19) con límites de tiempo de 0 a t y el lado derecho con límites de diferencia de carga de h_1 a h_2 se obtiene de

$$t = \frac{aL}{Ak}\log_e\frac{h_1}{h_2}$$

o

$$k = 2.303\frac{aL}{At}\log_{10}\frac{h_1}{h_2} \tag{6.20}$$

Ejemplo 6.1

Para una prueba de permeabilidad de carga constante en laboratorio sobre una arena fina, se dan los siguientes valores (véase la figura 6.4):

- Longitud de la muestra = 300 mm
- Diámetro de la muestra = 150 mm
- Diferencia de carga = 500 mm
- Agua recolectada en 5 min = 350 cm^3

Determine:

a. La conductividad hidráulica, k, del suelo (cm/s)
b. La velocidad de descarga (cm/s)
c. La velocidad de filtración (cm/s)

La relación de vacíos de la muestra de suelo es 0.46.

Solución

a. De la ecuación (6.17)

$$k = \frac{QL}{Aht} = \frac{(350)\,(30)}{\left(\frac{\pi}{4}\,15^2\right)(50)(300\text{ s})}$$

$$= \mathbf{3.96 \times 10^{-3}\ cm/s}$$

b. De la ecuación (6.6)

$$v = ki = (3.96 \times 10^{-3})\left(\frac{50}{30}\right) = \mathbf{6.6 \times 10^{-3}\ cm/s}$$

c. De la ecuación (6.10)

$$v_s = v\left(\frac{1+e}{e}\right) = (6.6 \times 10^{-3})\left(\frac{1+0.46}{0.46}\right)$$

$$= \mathbf{20.95 \times 10^{-3}\ cm/s}$$

Ejemplo 6.2

Una capa de suelo permeable está sustentada por una capa impermeable, tal como se muestra en la figura 6.6a. Con $k = 4.8 \times 10^{-3}$ cm/s para la capa permeable, calcule la tasa de filtración a través de ella en m^3/hr/m si $H = 3$ m y $\alpha = 5°$.

Solución

De la figura 6.6b y la ecuación (6.15),

$$i = \frac{\text{Pérdida de carga}}{\text{Longitud}} = \frac{L'\tan\alpha}{\left(\frac{L'}{\cos\alpha}\right)} = \text{sen}\,\alpha$$

$$q = kiA = (k)\,(\text{sen}\,\alpha)\,(3\cos\alpha)\,(1);\ k = 4.8 \times 10^{-3}\text{ cm/s} = 4.8 \times 10^{-5}\text{ m/s};$$

$$q = (4.8 \times 10^{-5})\,(\text{sen } 5°)\,(3\cos 5°)\,\underset{\substack{\uparrow\\ \text{Para cambiar}\\ \text{a m/hr}}}{(3600)} = \mathbf{0.045\ m^3/hr/m}$$

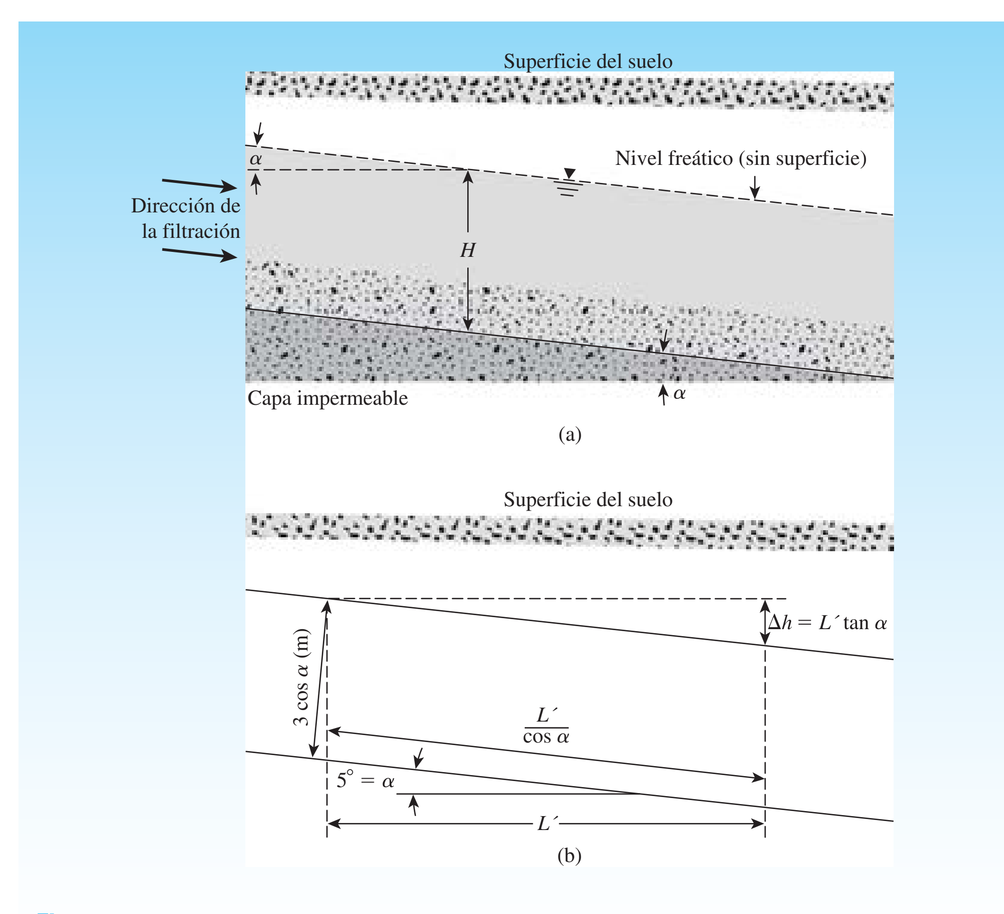


Figura 6.6 Diagrama que muestra el flujo

Ejemplo 6.3

Para una prueba de permeabilidad de caída de carga, se dan los siguientes valores: longitud de la muestra = 38 cm, área de la muestra = 19.4 cm² y $k = 2.92 \times 10^{-3}$ cm/s. ¿Cuál debería ser el área del tubo vertical para que la carga caiga de 64 cm a 30 cm en 8 minutos?

Solución

De la ecuación (6.20),

$$k = 2.303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2}$$

$$2.92 \times 10^{-3} = 2.303\left(\frac{a \times 38}{19.4 \times 480 \text{ s}}\right)\log_{10}\left(\frac{64 \text{ cm}}{30 \text{ cm}}\right)$$

$$a = \mathbf{0.944 \ cm^2}$$

Ejemplo 6.4

La conductividad hidráulica de un suelo arcilloso es 3×10^{-7} cm/s La viscosidad del agua a 25°C es 0.0911×10^{-4} g · s/cm^2. Calcule la permeabilidad absoluta del suelo, $\overline{K}$.

Solución

De la ecuación (6.11),

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta}\overline{K} = 3 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$$

por lo tanto,

$$3\times 10^{-7} = \left(\frac{1 \text{ g/cm}^3}{0.0911 \times 10^{-4}}\right)\overline{K}$$

$$\overline{K} = \mathbf{0.2733 \times 10^{-11} \text{ cm}^2}$$

6.6 Relaciones empíricas para la conductividad hidráulica

A través de los años se han propuesto varias ecuaciones empíricas para la estimación de la conductividad hidráulica. Algunas de éstas se discuten brevemente en esta sección.

Suelo granular

Para arena bastante uniforme (es decir, un pequeño coeficiente de uniformidad), Hazen (1930) propuso una relación empírica para la conductividad hidráulica en la forma

$$k \text{ (cm/s)} = cD_{10}^2 \tag{6.21}$$

donde

c = constante que varía de 1.0 a 1.5
D_{10} = diámetro efectivo (mm)

La ecuación (6.21) se basa principalmente en las observaciones de Hazen de arenas sueltas, limpias y filtradas. Una pequeña cantidad de limos y arcillas, cuando están presentes en un suelo arenoso, puede cambiar la conductividad hidráulica considerablemente. En los últimos años, observaciones experimentales han demostrado que la magnitud de c para varios tipos de suelos granulares puede variar por tres órdenes de magnitud (Carrier, 2003) y, por lo tanto, no es muy fiable.

Otra forma de la ecuación que da resultados bastante buenos en la estimación de la conductividad hidráulica de suelos arenosos se basa en la ecuación de Kozeny-Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1938, 1956). La deducción de esta ecuación no se presenta aquí. Los lectores interesados pueden consultar cualquier libro de mecánica de suelos avanzada. De acuerdo con la ecuación de Kozeny-Carman

$$k = \frac{1}{C_S S^2 T^2}\frac{\gamma_w}{\eta}\frac{e^3}{1+e} \tag{6.22}$$

donde

C_s = factor de forma, que es una función de la forma de los canales de flujo
S_s = área de superficie específica por unidad de volumen de las partículas
T = tortuosidad de canales de flujo
γ_w = peso unitario del agua
η = coeficiente de viscosidad del fluido
e = relación de vacíos

Para el uso práctico, Carrier (2003) ha modificado la ecuación (6.22) de la siguiente manera. A 20ºC, γ_w/η para el agua es de aproximadamente $9.93 \times 10^4 \left(\frac{1}{\text{cm} \cdot \text{s}}\right)$. También, $(C_s T^2)$ es aproximadamente igual a 5. Sustituyendo estos valores en la ecuación (6.22), obtenemos

$$k = 1.99 \times 10^4 \left(\frac{1}{S_s}\right)^2 \frac{e^3}{1 + e} \tag{6.23}$$

Una vez más,

$$S_s = \frac{SF}{D_{\text{ef}}} \left(\frac{1}{\text{cm}}\right) \tag{6.24}$$

con

$$D_{\text{ef}} = \frac{100\,\%}{\Sigma\left(\dfrac{f_i}{D_{(\text{prom})\,i}}\right)} \tag{6.25}$$

donde

f_i = fracción de partículas entre dos tamaños de tamiz, en porcentaje (*Nota*: tamiz más grande, *l*; tamiz más pequeño, *s*)

$$D_{(\text{prom})i}\ (\text{cm}) = [D_{li}\ (\text{cm})]^{0.5} \times [D_{si}\ (\text{cm})]^{0.5} \tag{6.26}$$

SF = factor de forma

Combinando las ecuaciones (6.23), (6.24), (6.25) y (6.26),

$$k = 1.99 \times 10^4 \left[\frac{100\,\%}{\Sigma \dfrac{f_i}{D_{li}^{0.5} \times D_{si}^{0.5}}}\right]^2 \left(\frac{1}{SF}\right)^2 \left(\frac{e^3}{1 + e}\right) \tag{6.27}$$

La magnitud de SF puede variar entre 6 a 8, dependiendo de la angulosidad de las partículas del suelo.

Carrier (2003) sugirió además una ligera modificación a la ecuación (6.27), que se puede escribir como

$$k = 1.99 \times 10^4 \left[\frac{100\,\%}{\Sigma \dfrac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}}}\right]^2 \left(\frac{1}{SF}\right)^2 \left(\frac{e^3}{1 + e}\right) \tag{6.28}$$

La ecuación (6.28) sugiere que

$$k \propto \frac{e^3}{1 + e} \tag{6.29}$$

El autor recomienda el uso de las ecuaciones (6.28) y (6.29).

Suelo cohesivo

Tavenas *et al.* (1983) también dio una correlación entre la relación de vacíos y la conductividad hidráulica del suelo arcilloso para el flujo en dirección vertical. Esta correlación se muestra en la figura 6.7. Sin embargo, un punto importante a tener en cuenta es que en la figura 6.7, *PI*, el índice de plasticidad, y *CF*, la fracción de tamaño de arcilla en el suelo, están en forma de *fracción* (decimal).

De acuerdo con sus observaciones experimentales, Samarasinghe, Huang y Drnevich (1982) sugirieron que la conductividad hidráulica de arcillas normalmente consolidadas (véase el capítulo 9 para la definición) puede ser dado por la siguiente ecuación:

$$k = C\left(\frac{e^n}{1 + e}\right) \tag{6.30}$$

donde C y n son constantes a ser determinadas experimentalmente.

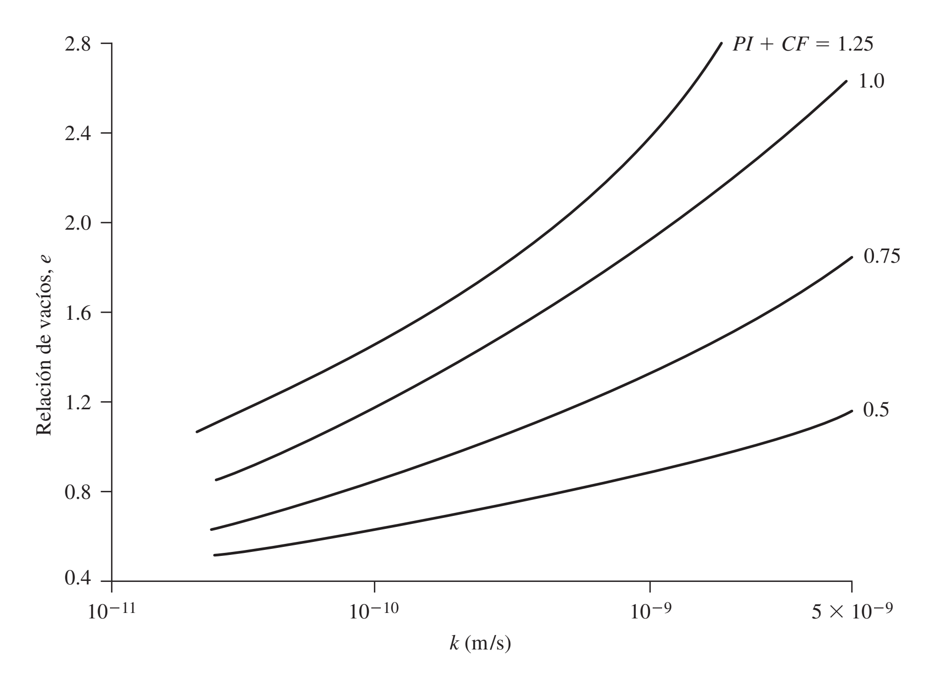


Figura 6.7 Variación de la relación de vacíos con la conductividad hidráulica de suelos arcillosos (Basado en Tavenas *et al.*, 1983)

Ejemplo 6.5

La conductividad hidráulica de una arena con una relación de vacíos de 0.5 es 0.02 cm/s. Estime la conductividad hidráulica de esta arena para una relación de vacíos de 0.65. Utilice la ecuación (6.29).

Solución

De la ecuación (6.29)

$$k \propto \frac{e^3}{1+e}$$

Así

$$\frac{k_{0.5}}{k_{0.65}} = \frac{\left[\dfrac{0.5^3}{1+0.5}\right]}{\left[\dfrac{0.65^3}{1+0.65}\right]} = 0.5$$

Por lo tanto

$$k_{0.65} = \frac{k_{0.5}}{0.5} = \frac{0.02}{0.5} \simeq \mathbf{0.04\ cm/s}$$

Ejemplo 6.6

A continuación se dan la relación de vacíos y la relación de conductividad hidráulica para una arcilla normalmente consolidada.

Relación de vacíos	k (cm/s)
1.2	0.6×10^{-7}
1.52	1.519×10^{-7}

Estime el valor de k para la misma arcilla con una relación de vacíos de 1.4.

Solución

De la ecuación (6.30)

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left[\dfrac{e_1^n}{1+e_1}\right]}{\left[\dfrac{e_2^n}{1+e_2}\right]}$$

La sustitución de $e_1 = 1.2$, $k_1 = 0.6 \times 10^{-7}$ cm/s, $e_2 = 1.52$, $k_2 = 1.159 \times 10^{-7}$ cm/s en la ecuación anterior da

$$\frac{0.6}{1.519} = \left(\frac{1.2}{1.52}\right)^n \left(\frac{2.52}{2.2}\right)$$

o

$$n = 4.5$$

Una vez más, de la ecuación (6.30)

$$k_1 = C\left(\frac{e_1^n}{1 + e_1}\right)$$

$$0.6 \times 10^{-7} = C\left(\frac{1.2^{4.5}}{1 + 1.2}\right)$$

o

$$C = 0.581 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$$

Así

$$k = (0.581 \times 10^{-7})\left(\frac{e^{4.5}}{1 + e}\right) \text{ cm/s}$$

Ahora, sustituyendo $e = 1.4$ en la ecuación anterior

$$k = (0.581 \times 10^{-7})\left(\frac{1.4^{4.5}}{1 + 1.4}\right) = \mathbf{1.1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}}$$

Ejemplo 6.7

Los resultados de un análisis de tamiz para una arena son los siguientes. Estime la conductividad hidráulica mediante la ecuación (6.28), teniendo en cuenta que la relación de vacíos de la arena es 0.6. Use $SF = 7$.

Tamiz núm.	Porcentaje que pasa
30	100
40	96
60	84
100	50
200	0

Solución

Ahora puede prepararse la tabla siguiente.

Tamiz núm.	Apertura de tamiz (cm)	Porcentaje de paso	Fracción de partículas entre dos tamices consecutivos (%)
30	0.06	100	
40	0.0425	96	4
60	0.02	84	12
100	0.015	50	34
200	0.0075	0	50

Para la fracción entre los tamices números 30 y 40:

$$\frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}} = \frac{4}{(0.06)^{0.404} \times (0.0425)^{0.595}} = 81.62$$

Para la fracción entre los tamices números 40 y 60:

$$\frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}} = \frac{12}{(0.0425)^{0.404} \times (0.02)^{0.595}} = 440.76$$

Del mismo modo, para la fracción entre los tamices números 60 y 100:

$$\frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}} = \frac{34}{(0.02)^{0.404} \times (0.015)^{0.595}} = 2009.5$$

Y para la fracción entre los tamices números 100 y 200:

$$\frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}} = \frac{50}{(0.015)^{0.404} \times (0.0075)^{0.595}} = 5013.8$$

$$\frac{100\%}{\Sigma \dfrac{f_i}{D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595}}} = \frac{100}{81.62 + 440.76 + 2009.5 + 5013.8} \approx 0.0133$$

De la ecuación (6.28),

$$k = (1.99 \times 10^4)(0.0133)^2 \left(\frac{1}{7}\right)^2 \left(\frac{0.6^3}{1 + 0.6}\right) = \mathbf{0.0097\ cm/s}$$

6.7 Conductividad hidráulica equivalente en suelos estratificados

Dependiendo de la naturaleza del depósito de suelo, la conductividad hidráulica de una capa de suelo dado puede variar con la dirección del flujo. En un depósito de suelo estratificado, donde la conductividad hidráulica para el flujo en direcciones diferentes cambia de capa a capa, una determinación de la conductividad hidráulica equivalente se convierte en necesaria para simplificar los cálculos. Las siguientes deducciones se refieren a la conductividad hidráulica equivalente para el flujo en las direcciones vertical y horizontal a través de suelos de varias capas con estratificación horizontal.

La figura 6.8 muestra n capas de suelo con el flujo en la *dirección horizontal*. Consideremos una sección transversal de la unidad de longitud que pasa a través de las n capas y perpendicular a la dirección del flujo. El flujo total a través de la sección transversal en la unidad de tiempo puede ser escrito como

$$\begin{aligned} q &= v \cdot 1 \cdot H \\ &= v_1 \cdot 1 \cdot H_1 + v_2 \cdot 1 \cdot H_2 + v_3 \cdot 1 \cdot H_3 + \cdots + v_n \cdot 1 \cdot H_n \end{aligned} \tag{6.31}$$

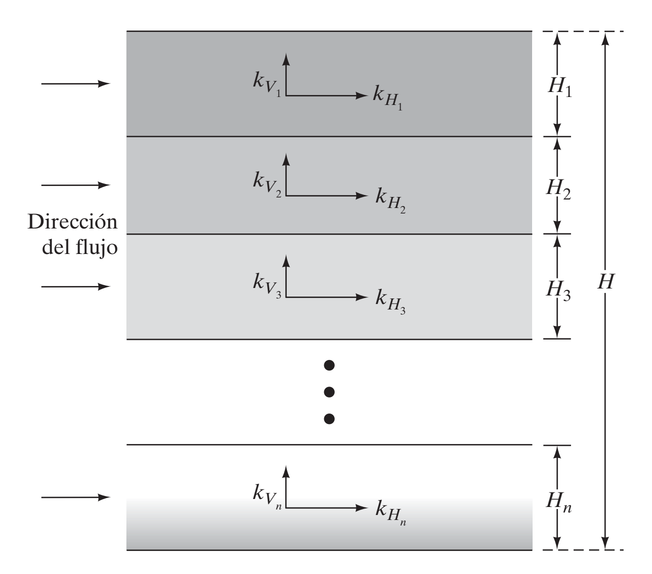


Figura 6.8 determinación de la conductividad hidráulica equivalente de un flujo horizontal en un suelo estratificado

donde

v = velocidad media de descarga

$v_1, v_2, v_3, \cdots, v_n$ = velocidades de descarga de flujo en las capas indicadas por los subíndices.

Si $k_{H_1}, k_{H_2}, k_{H_3}, \ldots k_{H_n}$ son las conductividades hidráulicas de las capas individuales en la dirección horizontal, y $k_{H(\text{eq})}$ es la conductividad hidráulica equivalente en la dirección horizontal, entonces, a partir de la ley de Darcy

$$v = k_{H(\text{eq})} i_{\text{eq}};\ v_1 = k_{H_1} i_1;\ v_2 = k_{H_2} i_2;\ v_3 = k_{H_3} i_3;\ \cdots;\ v_n = k_{H_n} i_n$$

La sustitución de las relaciones anteriores para las velocidades en la ecuación (6.31), tomando en cuenta que $i_{\text{eq}} = i_1 = i_2 = i_3 = \cdots i_n$ da como resultado

$$k_{H(\text{eq})} = \frac{1}{H}(k_{H_1}H_1 + k_{H_2}H_2 + k_{H_3}H_3 + \cdots + k_{H_n}H_n) \tag{6.32}$$

La figura 6.9 muestra n capas de suelo con el flujo en la dirección vertical. En este caso, la velocidad de flujo a través de todas las capas es la misma. Sin embargo, la pérdida de carga total h es igual a la suma de la pérdida de carga en cada capa. Así

$$v = v_1 = v_2 = v_3 = \cdots = v_n \tag{6.33}$$

y

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + \cdots + h_n \tag{6.34}$$

Usando la ley de Darcy, ecuación (6.33) se puede escribir como

$$k_{V(\text{eq})}\frac{h}{H} = k_{V_1} i_1 = k_{V_2} i_2 = k_{V_3} i_3 = \cdots = k_{V_n} i_n \tag{6.35}$$

donde $k_{V1}, k_{V2}, k_{V3}, \ldots,$ son las conductividades hidráulicas de las capas individuales en la dirección vertical y $k_{V(\text{eq})}$ es la conductividad hidráulica equivalente.

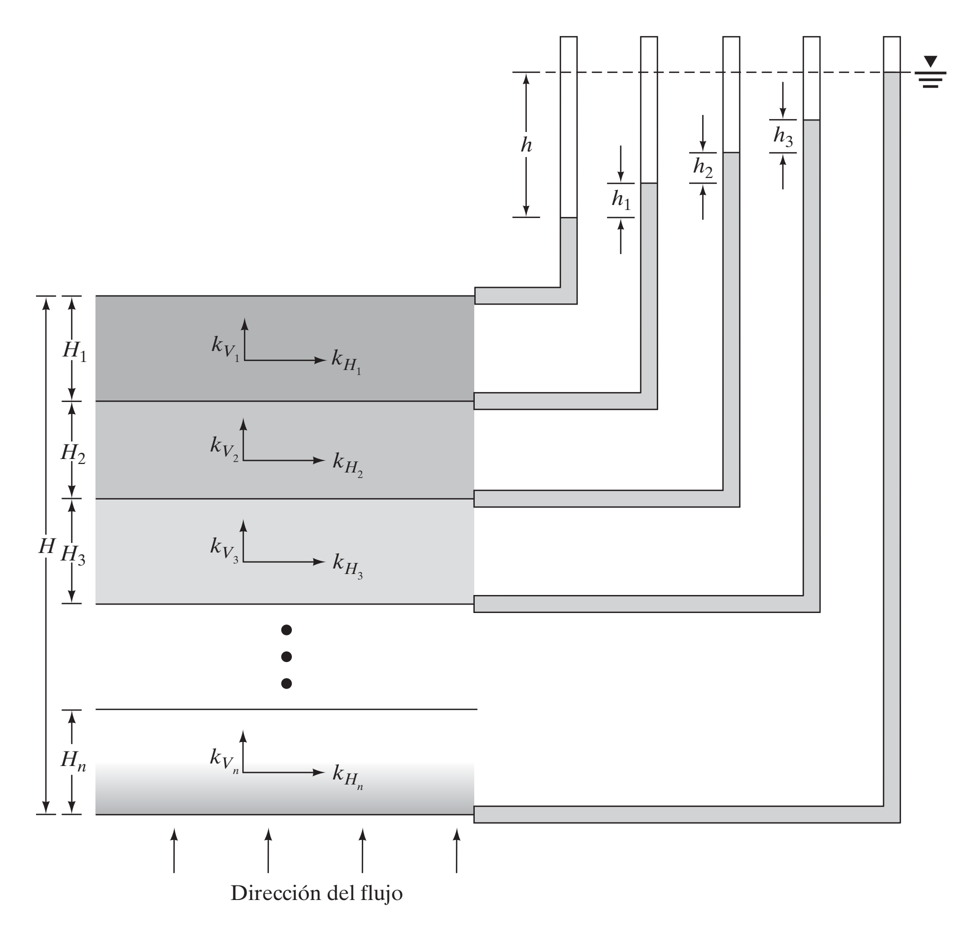


Figura 6.9 Determinación de la conductividad hidráulica equivalente para un flujo vertical en un suelo estratificado

De nuevo, de la ecuación (6.33)

$$h = H_1 i_1 + H_2 i_2 + H_3 i_3 + \cdots + H_n i_n \tag{6.36}$$

La solución de las ecuaciones (6.35) y (6.36) da como resultado

$$k_{V(\text{eq})} = \frac{H}{\left(\dfrac{H_1}{k_{V_1}}\right) + \left(\dfrac{H_2}{k_{V_2}}\right) + \left(\dfrac{H_3}{k_{V_3}}\right) + \cdots + \left(\dfrac{H_n}{k_{V_n}}\right)} \tag{6.37}$$

6.8 Pruebas de permeabilidad en campo por bombeo de pozos

En el campo, la conductividad hidráulica media de un depósito de suelo en la dirección del flujo se puede determinar mediante la realización de pruebas de bombeo de pozos. La figura 6.10 muestra un caso en el que la capa superior permeable no está confinada, cuya conductividad

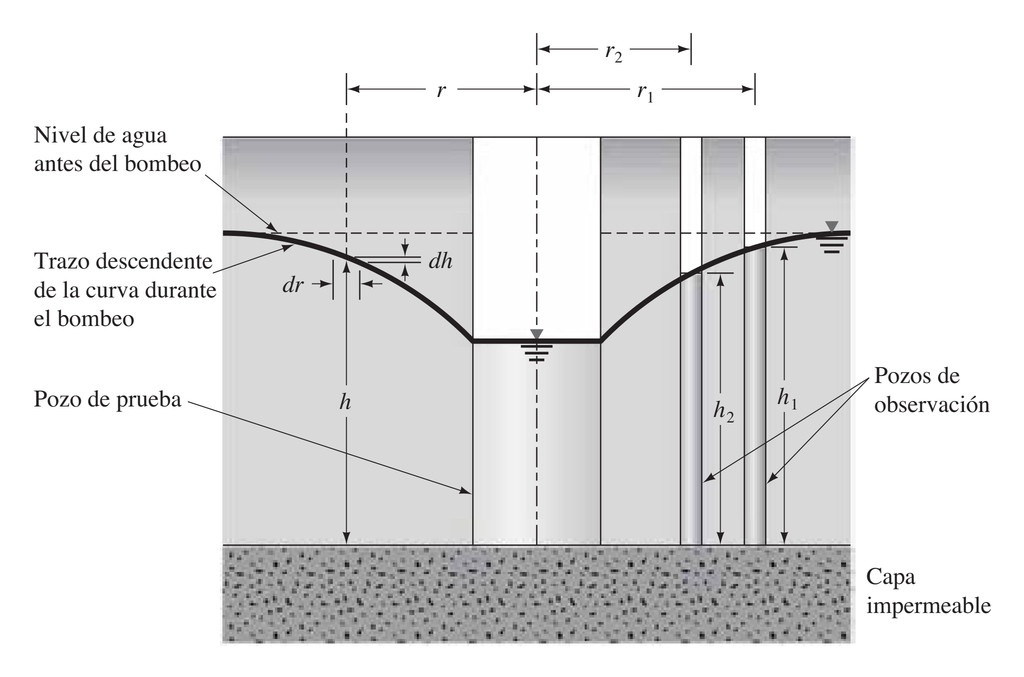


Figura 6.10 Prueba de bombeo de un pozo en una capa permeable no confinada sustentada por un estrato impermeable

hidráulica tiene que ser determinada y es sustentada por una capa impermeable. Durante la prueba, el agua se bombea a una velocidad constante desde un pozo de prueba que tiene una carcasa perforada. En torno al pozo de prueba se hacen varios pozos de observación a diferentes distancias radiales. Después del inicio del bombeo se hacen observaciones continuas del nivel de agua en el pozo de prueba y en los pozos de observación, hasta que se alcanza un estado de equilibrio. Éste se establece cuando el nivel de agua en los pozos de prueba y de observación se vuelve constante. La expresión para la velocidad del flujo de las aguas subterráneas, q, en el pozo, que es igual a la velocidad de descarga del bombeo, se puede escribir como

$$q = k\left(\frac{dh}{dr}\right)2\pi rh \tag{6.38}$$

o

$$\int_{r_2}^{r_1} \frac{dr}{r} = \left(\frac{2\pi k}{q}\right)\int_{h_2}^{h_1} h\,dh$$

Por lo tanto,

$$k = \frac{2.303\,q\,\log_{10}\left(\dfrac{r_1}{r_2}\right)}{\pi(h_1^2 - h_2^2)} \tag{6.39}$$

A partir de las mediciones de campo, si q, r_1, r_2, h_1 y h_2 son conocidos, entonces la conductividad hidráulica puede calcularse a partir de la relación simple presentada en la ecuación (6.39).

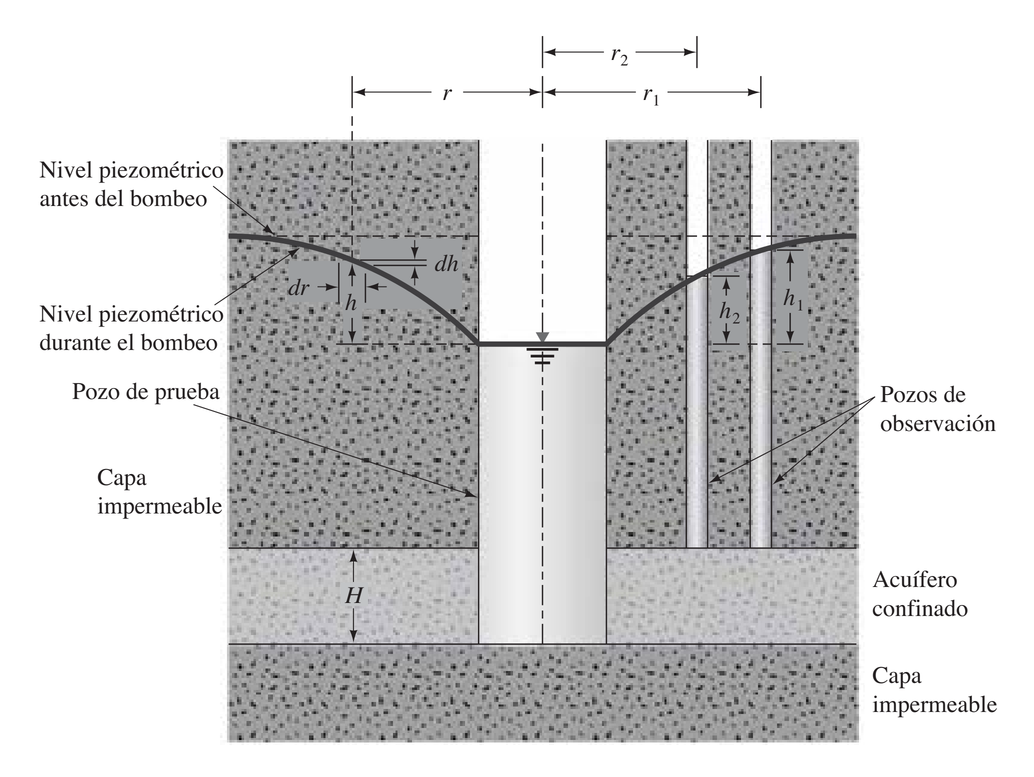


Figura 6.11 Prueba de bombeo de un pozo que penetra la profundidad total en un acuífero confinado

También se puede determinar la conductividad hidráulica promedio para un acuífero confinado mediante la realización de una prueba de bombeo de un pozo con una carcasa perforada que penetra en toda la profundidad del acuífero y mediante la observación del nivel piezométrico en una serie de pozos de observación a diferentes distancias radiales (figura 6.11). El bombeo se continúa a una tasa uniforme q hasta que se alcanza un estado de equilibrio.

Dado que el agua puede entrar en el pozo de prueba sólo desde el acuífero de espesor H, el estado estacionario de la descarga es

$$q = k\left(\frac{dh}{dr}\right)2\pi rH \tag{6.40}$$

o

$$\int_{r_2}^{r_1} \frac{dr}{r} = \int_{h_2}^{h_1} \frac{2\pi kH}{q}\, dh$$

Esto da como resultado que la conductividad hidráulica en la dirección de flujo es

$$k = \frac{q \log_{10}\left(\frac{r_1}{r_2}\right)}{2.727\, H(h_1 - h_2)} \tag{6.41}$$

6.9 Resumen

En este capítulo hemos analizado el flujo de agua a través de los espacios vacíos en el suelo. A continuación se presentan algunos de los principales temas tratados:

1. El gradiente hidráulico (i) es la relación de la pérdida de carga a la longitud de flujo sobre el cual se produjo la pérdida de carga.
2. La conductividad hidráulica (k) se define como

$$k = \frac{v}{i} = \frac{\text{velocidad de descarga}}{\text{gradiente hidráulico}}$$

3. La conductividad hidráulica varía en un amplio intervalo, dependiendo del tipo de suelo. Para arena gruesa puede estar en el intervalo de 1 a 0.01 cm/s, y para arcillas puede ser menos de 10^{-6} cm/s.
4. La conductividad hidráulica se puede determinar en el laboratorio por medio de pruebas de carga constante y de caída de carga.
5. La ecuación de Kozeny-Carman se puede modificar para estimar la conductividad hidráulica del suelo granular [ecuación (6.27)].
6. Para el flujo a través de los suelos estratificados, la conductividad hidráulica equivalente se puede calcular a través de las ecuaciones (6.32) y (6.37), siempre que se conozca la conductividad hidráulica de las capas individuales.
7. La conductividad hidráulica en campo se puede determinar por medio de la prueba de bombeo de pozos.

Problemas

6.1 Una capa de suelo permeable está sustentada por una capa impermeable, como se muestra en la figura 6.12. Con $k = 5.2 \times 10^{-4}$ cm/s para la capa permeable, calcule la tasa de filtración a través de ésta en m^3/hr/m de longitud. Considere $H = 3.8$ m y $\alpha = 8°$.

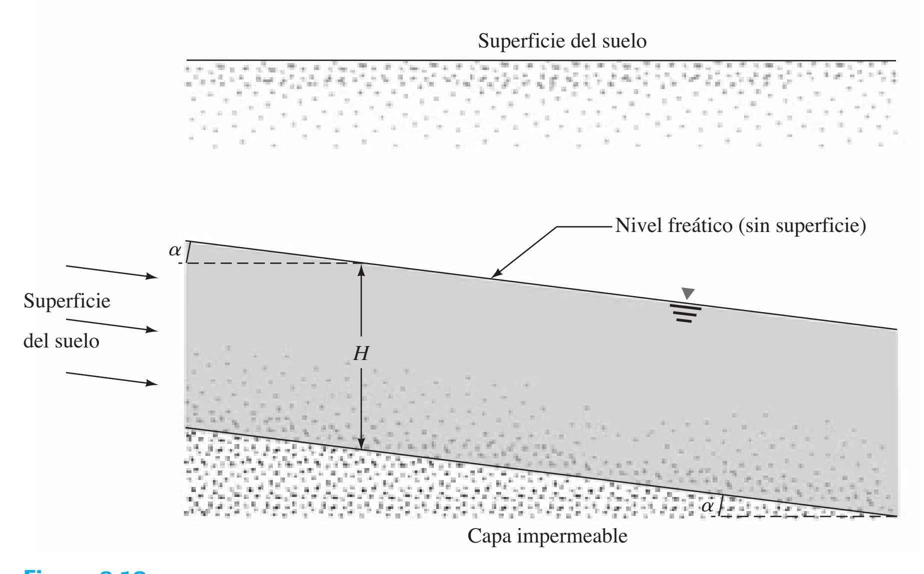


Figura 6.12

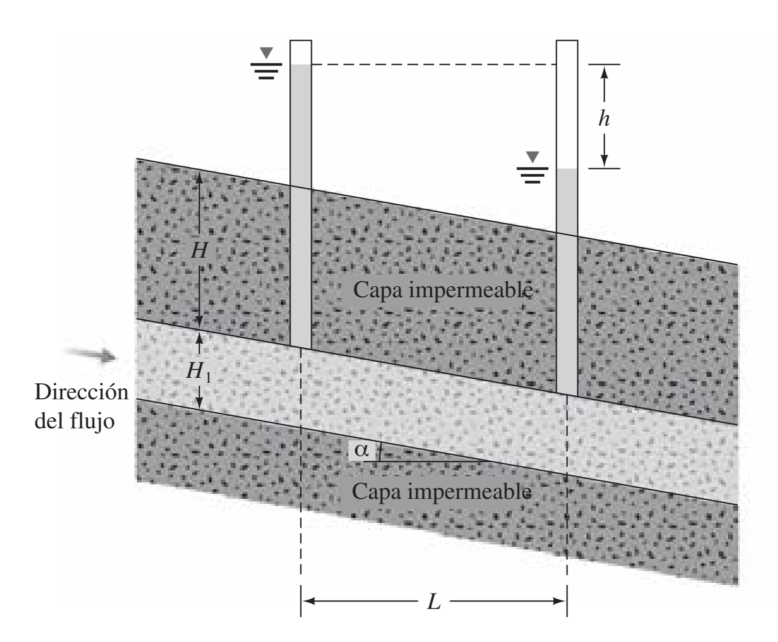


Figura 6.13

6.2 Consulte la figura 6.13. Encuentre la velocidad de flujo en la longitud $m^3/s/m$ (en ángulo recto con respecto a la sección transversal mostrada) a través de la capa de suelo permeable dado $H = 3$ m, $H_1 = 2.5$ m, $h = 2.8$ m, $L = 25$ m, $\alpha = 10°$ y $k = 0.04$ cm/s.

6.3 Consulte la prueba de permeabilidad de carga constante que se muestra en la figura 6.4. Para una prueba, se dan los siguientes valores:

- $L = 300$ mm
- A = área de la muestra = 175 cm^2
- Diferencia constante de carga = $h = 500$ mm
- Agua recolectada en 3 minutos = 620 cm^3

Determine la conductividad hidráulica en cm/s.

6.4 Consulte la figura 6.4. Para una prueba de permeabilidad de carga constante en arena se dan los siguientes valores:

- $L = 350$ mm
- $A = 125$ cm^2
- $h = 420$ mm
- Agua recolectada en 3 minutos = 580 cm^3
- Relación de vacíos de la arena = 0.61

Determine:

a. La conductividad hidráulica, k (cm/s)
b. La velocidad de filtración

6.5 En una prueba de permeabilidad de carga constante en el laboratorio, se obtienen los siguientes valores: $L = 305$ mm y $A = 96.8$ cm^2. Si el valor de $k = 0.015$ cm/s y un caudal

de 7.374 cm^3/hr que debe mantenerse a través del suelo, ¿cuál es la diferencia de carga, h, a través de la muestra? Determine también la velocidad de descarga bajo las condiciones de prueba.

6.6 Durante una prueba de permeabilidad de caída de carga se dan los siguientes valores:

- Longitud de la muestra del suelo = 200 mm
- Área de la muestra de suelo = 1000 mm^2
- Área del tubo vertical = 40 mm^2
- Diferencia de carga en el tiempo $t = 0$, 500 mm
- Diferencia de carga en el tiempo $t = 3$ min, 300 mm

a. Determine la conductividad hidráulica del suelo en cm/s.
b. ¿Cuál fue la diferencia de carga en el tiempo $t = 100$ s?

6.7 La conductividad hidráulica k de un suelo es 0.832×10^{-5} cm/s a una temperatura de 20°C. Determine su permeabilidad absoluta a 20°C, dado que a 20°C $\gamma_w = 9.789$ kN/m^3 y $\eta = 1.005 \times 10^{-3}$ N · s/m^2 (newton-segundo por metro cuadrado).

6.8 La conductividad hidráulica de una arena en una relación de vacíos de 0.5 es 0.022 cm/s. Estime su conductividad hidráulica para una relación de vacíos de 0.7. Utilice la ecuación (6.29).

6.9 El peso unitario seco máximo determinado en el laboratorio para una arena de cuarzo es de 16.0 kN/m^3. En el campo, si la compactación relativa es 90%, determine la conductividad hidráulica de la arena en la condición de compactación en campo (dado que k para la arena en la condición de peso unitario seco máximo es de 0.03 cm/s y $G_s = 2.7$). Utilice la ecuación (6.29).

6.10 Una arcilla normalmente consolidada tiene los valores indicados en la tabla:

Relación de vacíos, e	k (cm/s)
0.8	1.2×10^{-6}
1.4	3.6×10^{-6}

Estime la conductividad hidráulica de la arcilla en una relación de vacíos (e) de 0.62. Utilice la ecuación (6.30).

6.11 En la siguiente tabla se da el análisis granulométrico de una arena. Estime la conductividad hidráulica de la arena en una relación de vacíos de 0.5. Utilice la ecuación (6.28) y $SF = 6.5$.

Tamiz núm.	Porcentaje que pasa
30	100
40	80
60	68
100	28
200	0

6.12 La figura 6.14 muestra un suelo estratificado. Estime la conductividad hidráulica equivalente para el flujo en la dirección vertical.

6.13 Refiérase a la figura 6.14. Estime la conductividad hidráulica equivalente (cm/s) para el flujo en la dirección horizontal. También calcule la relación de $K_{v(\text{eq})}/K_{H(\text{eq})}$.

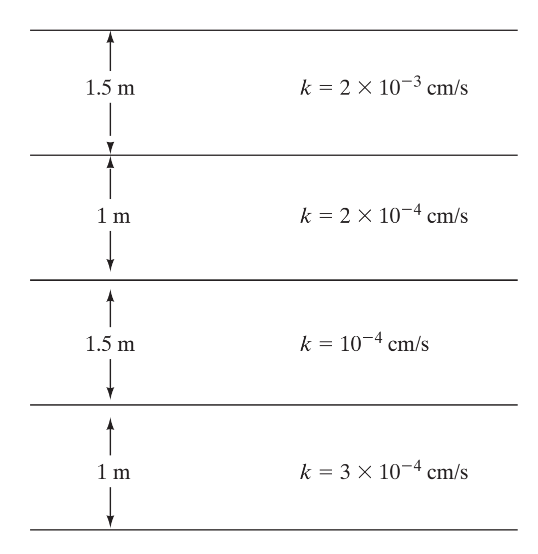


Figura 6.14

6.14 Refiérase a la figura 6.10 para el bombeo de un pozo en campo. Para una condición de estado estable, dado:

$$q = 0.68 \text{ m}^3/\text{min}$$
$$h_1 = 5.6 \text{ m en } r_1 = 60 \text{ m}$$
$$h_2 = 5 \text{ m en } r_2 = 30 \text{ m}$$

Calcule la conductividad hidráulica (cm/s) de la capa permeable.

Referencias

Carman, P. C. (1938). "The Determination of the Specific Surface of Powders." *J. Soc. Chem. Ind. Trans.*, Vol. 57. 225.

Carman, P. C. (1956). *Flow of Gases through Porous Media*. Butterworths Scientific Publications, London.

Carrier III,W. D. (2003). "Goodbye. Hazen; Hello, Kozeny-Carman," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 11, 1054–1056.

Darcy, H. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*. Dalmont, Paris.

Hazen, A. (1930). "Water Supply." in American Civil *Engineers Handbook*, Wiley, New York.

Kozeny, J. (1927). "Ueber kapillare Leitung des Wassers in Boden," *Wien, Akad. Wiss*., Vol. 136, No. 2a, 271.

Samarasinghe, A. M., Huang. Y. H., and Drnevich, V. P. (1982). "Permeability and Consolidation of Normally Consolidated Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 108, No. GT6, 835–850.

Tavenas, F., Jean, P., Leblond, F. T. P., and Leroueil, S. (1983). "The Permeability of Natural Soft Clays. Part II: Permeability Characteristics," *Canadian Geotechanical Journal*, Vol. 20, No. 4, 645–660.

CAPÍTULO 7

Filtración

7.1 Introducción

En el capítulo 6 se consideraron algunos casos simples para los que se requiere la aplicación directa de la ley de Darcy para calcular el flujo de agua a través del suelo. En muchos casos el flujo de agua a través del suelo no es sólo en una dirección y no es uniforme sobre toda el área perpendicular al flujo. En tales casos el flujo de agua subterránea se calcula generalmente por el uso de gráficos que se refieren como *redes de flujo*. El concepto de la red de flujo se basa en la *ecuación de continuidad de Laplace*, que rige la condición de flujo constante para un punto dado en la masa de suelo. En este capítulo vamos a deducir la ecuación de continuidad de Laplace y aplicarla a la elaboración de redes de flujo.

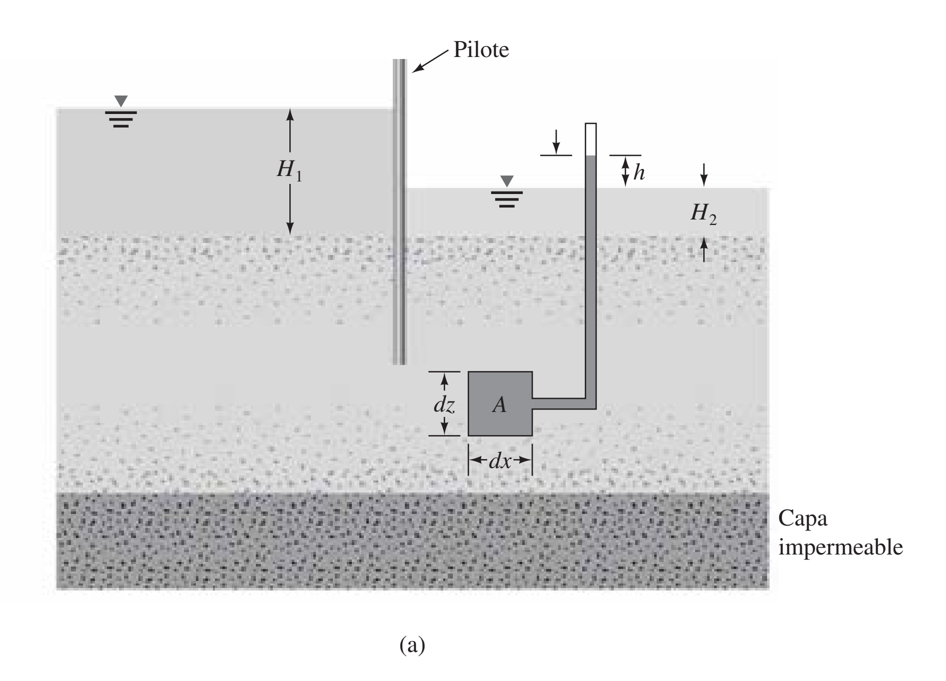
7.2 Ecuación de continuidad de Laplace

Para deducir la ecuación diferencial de continuidad de Laplace, consideremos una sola fila de pilotes que han sido clavados en una capa de suelo permeable, como se muestra en la figura 7.1a. Se supone que la hilera de pilotes es impermeable. El flujo de agua en estado estacionario del lado aguas arriba hacia el lado aguas abajo a través de la capa permeable es un flujo de dos dimensiones. Para el flujo en un punto *A*, consideramos un bloque elemental de suelo. El bloque tiene dimensiones *dx*, *dy* y *dz* (la longitud *dy* es perpendicular al plano del papel); se muestra en una escala ampliada en la figura 7.1b. Sean v_x y v_z las componentes de la velocidad de descarga en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente. El caudal de agua en el bloque elemental en la dirección horizontal es igual a $v_x\, dz\, dy$, y en la dirección vertical es $v_z\, dx\, dy$. Los tipos de flujo de salida desde el bloque en las direcciones horizontal y vertical son

$$\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x}dx\right)dz\, dy$$

y

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z}dz\right)dx\, dy$$



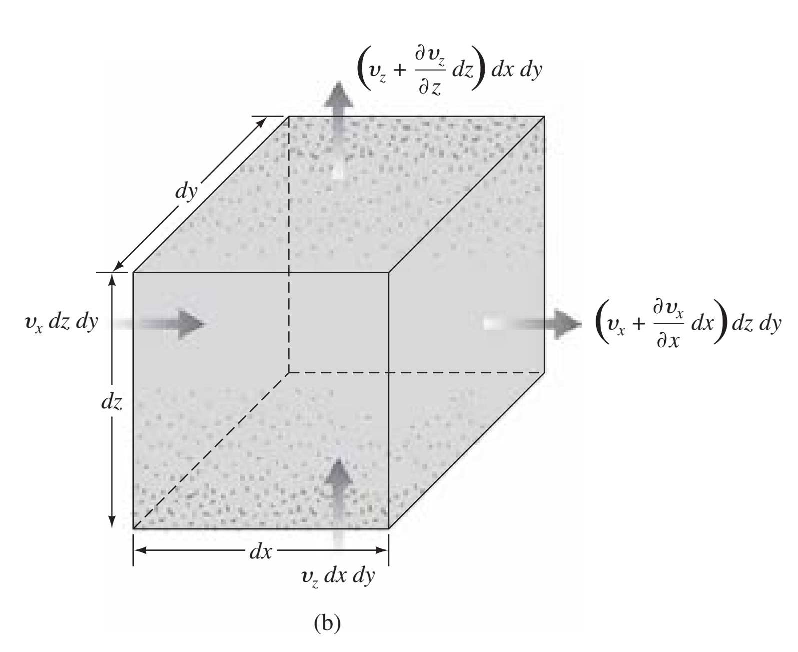


Figura 7.1 (a) Pilotes en una sola fila clavados en una capa permeable; (b) flujo en A

respectivamente. Suponiendo que el agua es incompresible y que no se produce ningún cambio en el volumen en la masa de suelo, sabemos que el caudal total de entrada debe ser igual al caudal total de salida. Por lo tanto,

$$\left[\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx\right) dz\, dy + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz\right) dx\, dy\right] - [v_x\, dz\, dy + v_z\, dx\, dy] = 0$$

o

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \tag{7.1}$$

Con la ley de Darcy, las velocidades de descarga pueden expresarse como

$$v_x = k_x i_x = k_x\left(-\frac{\partial h}{\partial x}\right) \tag{7.2}$$

y

$$v_z = k_z i_z = k_z\left(-\frac{\partial h}{\partial z}\right) \tag{7.3}$$

donde k_x y k_z son las conductividades hidráulicas en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente.

De las ecuaciones (7.1), (7.2) y (7.3), podemos escribir

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{7.4}$$

Si el suelo es isotrópico con respecto a la conductividad hidráulica, es decir $k_x = k_z$, la ecuación de continuidad anterior para flujo en dos dimensiones se simplifica a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{7.5}$$

7.3 Redes de flujo

La ecuación de continuidad [ecuación(7.5)] en un medio isotrópico representa dos familias de curvas ortogonales: las líneas de flujo y las líneas equipotenciales. Una *línea de flujo* es una línea a lo largo de la cual una partícula de agua se desplazará desde el lado aguas arriba hacia el lado aguas abajo en un medio de suelo permeable. Una *línea equipotencial* es una línea a lo largo de la cual el potencial de carga en todos los puntos es igual. Por lo tanto, si se colocan piezómetros en diferentes puntos a lo largo de una línea equipotencial, el nivel de agua subirá a la misma elevación en todos ellos. La figura 7.2a muestra la definición de flujo y líneas equipotenciales para el flujo de la capa de suelo permeable alrededor de la fila de pilotes mostradas en la figura 7.1 (para $k_x = k_z = k$).

A la combinación de un número de líneas de flujo y líneas equipotenciales se le llama *red de flujo*. Las redes de flujo se construyen para calcular el flujo de las aguas subterráneas en el medio. Para completar la construcción gráfica de una red de flujo se debe dibujar el flujo y las líneas equipotenciales, de tal manera que las líneas equipotenciales intersecten a las líneas de flujo en ángulo recto y los elementos de flujo formados son cuadrados aproximados.

La figura 7.2b muestra un ejemplo de una red de flujo completa. Otro ejemplo de una red de flujo en una capa permeable isotrópica se muestra en la figura 7.3. En estas figuras, N_f es el número de canales de flujo en la red y N_d es el número de caídas de potencial (definido más adelante en este capítulo).

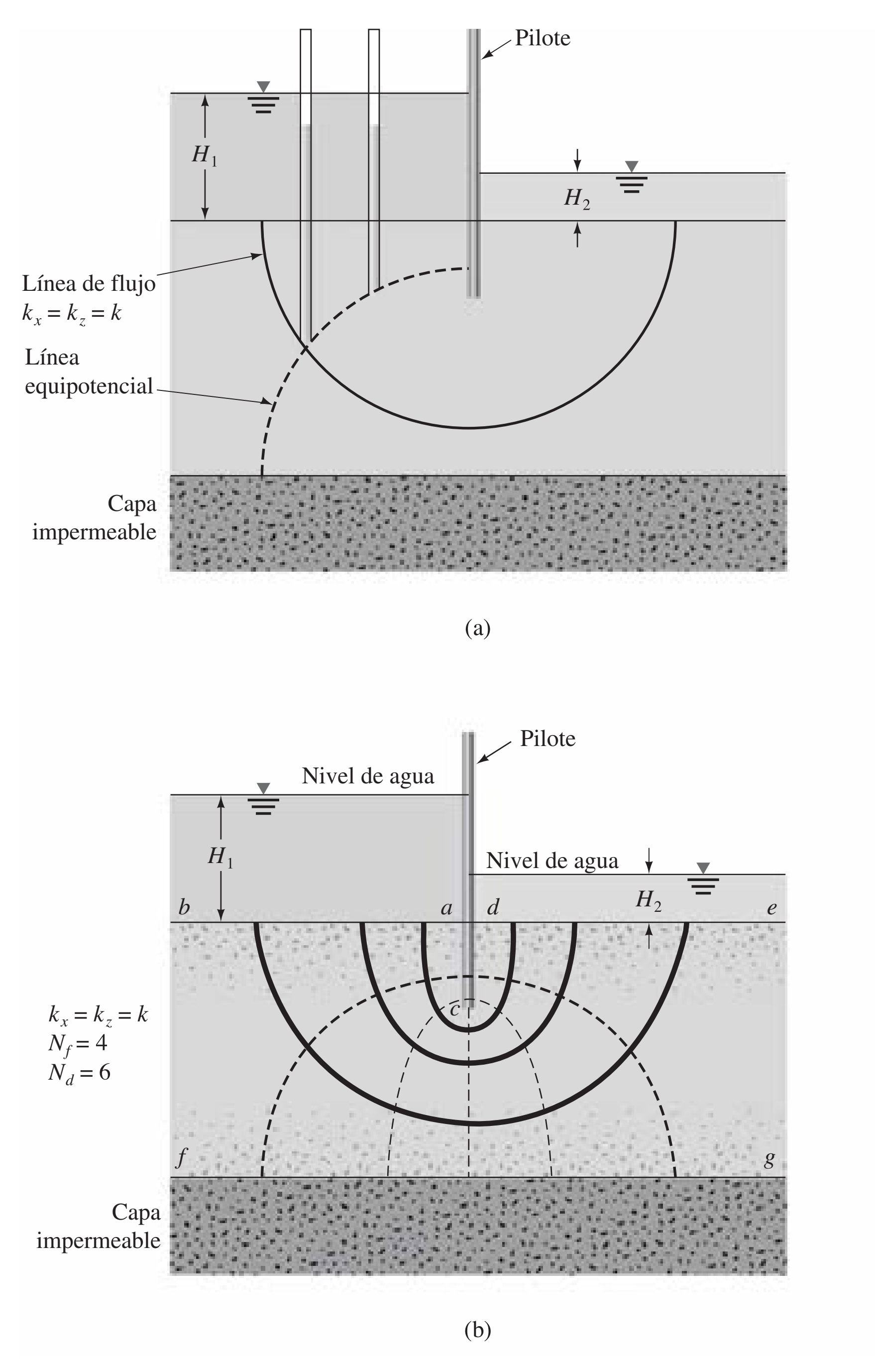


Figura 7.2 (a) Definición de líneas de flujo y líneas equipotenciales, (b) red de flujo completa

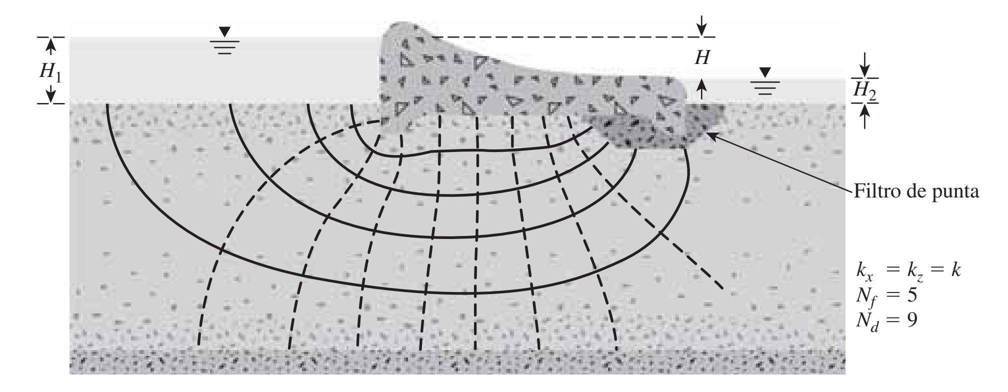


Figura 7.3 Flujo neto bajo un dique con filtro de punta

Dibujar una red de flujo toma varios ensayos. Mientras se construye la red de flujo, deben mantenerse las condiciones de contorno en mente. Para la red de flujo mostrada en la figura 7.2b, se aplican las cuatro condiciones de contorno siguientes:

1. Las superficies de aguas arriba y aguas abajo de la capa permeable (líneas *ab* y *de*) son líneas equipotenciales.
2. Debido a que *ab* y *de* son líneas equipotenciales, todas las líneas de flujo se intersectan en ángulo recto.
3. El límite de la capa impermeable, es decir, la línea *fg*, es una línea de flujo y también lo es la superficie del pilote impermeable, la línea *acd*.
4. Las líneas equipotenciales intersectan a las líneas *acd* y *fg* en ángulo recto.

7.4 Cálculo de la filtración a partir de una red de flujo

En toda red de flujo, la franja entre dos líneas de flujo adyacentes se llama *canal de flujo*. La figura 7.4 muestra un canal de flujo con las líneas equipotenciales formando elementos cuadrados. Sean $h_1, h_2, h_3, h_4, \ldots, h_n$ los niveles piezométricos correspondientes a las líneas equipotenciales. La tasa de filtración a través del canal de flujo por unidad de longitud (perpendicular a la sección vertical a través de la capa permeable) se puede calcular de la siguiente manera: debido a que no hay flujo a través de las líneas de flujo,

$$\Delta q_1 = \Delta q_2 = \Delta q_3 = \cdots = \Delta q \tag{7.6}$$

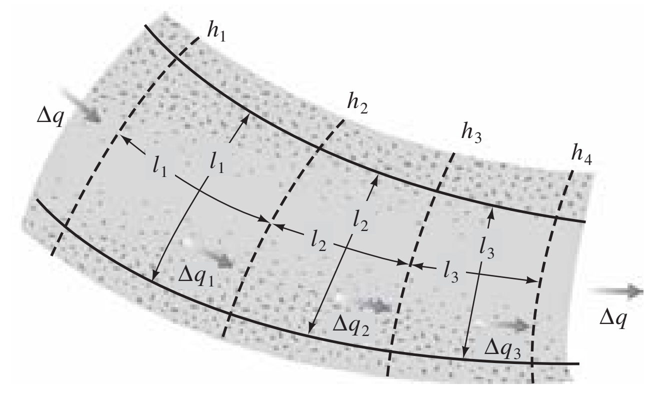


Figura 7.4 Filtración a través de un canal de flujo con elementos cuadrados

A partir de la ley de Darcy, la velocidad de flujo es igual a *kiA*. Por lo tanto, la ecuación (7.6) se puede escribir como

$$\Delta q = k\left(\frac{h_1 - h_2}{l_1}\right)l_1 = k\left(\frac{h_2 - h_3}{l_2}\right)l_2 = k\left(\frac{h_3 - h_4}{l_3}\right)l_3 = \cdots \tag{7.7}$$

La ecuación (7.7) muestra que si los elementos de flujo se dibujan como cuadrados aproximados, entonces la caída en el nivel piezométrico entre dos líneas equipotenciales adyacentes es la misma. Esto se conoce como *caída de potencial*. Por lo tanto,

$$h_1 - h_2 = h_2 - h_3 = h_3 - h_4 = \cdots = \frac{H}{N_d} \tag{7.8}$$

y

$$\Delta q = k\frac{H}{N_d} \tag{7.9}$$

donde

H = diferencia de carga entre el lado de aguas arriba y el de aguas abajo
N_d = número de caídas de potencial

En la figura 7.2b los elementos de flujo son cuadrados aproximados. Para cualquier canal de flujo, $H = H_1 - H_2$ y $N_d = 6$.

Si el número de canales de flujo en una red de flujo es igual a N_f, el caudal total a través de todos los canales por unidad de longitud puede ser dado por

$$q = k\frac{HN_f}{N_d} \tag{7.10}$$

Aunque dibujar los elementos cuadrados para una red de flujo es conveniente, no siempre es necesario. Alternativamente, se puede dibujar una malla rectangular para un canal de flujo, como se muestra en la figura 7.5, a condición de que las razones de anchura a longitud para todos los elementos rectangulares en la red de flujo sea la misma. En este caso, la ecuación (7.7) para el caudal a través del canal puede ser modificada para

$$\Delta q = k\left(\frac{h_1 - h_2}{l_1}\right)b_1 = k\left(\frac{h_2 - h_3}{l_2}\right)b_2 = k\left(\frac{h_3 - h_4}{l_3}\right)b_3 = \cdots \tag{7.11}$$

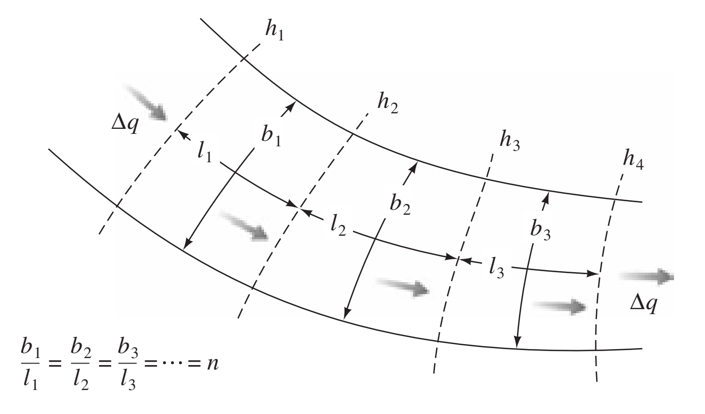


Figura 7.5 Filtración a través de un canal de flujo con elementos rectangulares

Si $b_1/l_1 = b_2/l_2 = b_3/l_3 = \cdots = n$ (es decir, los elementos no son cuadrados), las ecuaciones (7.9) y (7.10) pueden ser modificadas:

$$\Delta q = kH\left(\frac{n}{N_d}\right) \tag{7.12}$$

o

$$q = kH\left(\frac{N_f}{N_d}\right)n \tag{7.13}$$

La figura 7.6 muestra una red de flujo de filtraciones en torno a una sola fila de pilotes. Tenga en cuenta que los canales de flujo 1 y 2 tienen elementos cuadrados. Por lo tanto, el caudal a través de estos dos canales se puede obtener de la ecuación (7.9):

$$\Delta q_1 + \Delta q_2 = k\frac{H}{N_d} + k\frac{H}{N_d} = 2k\frac{H}{N_d}$$

Sin embargo, el flujo del canal 3 tiene elementos rectangulares. Estos elementos tienen una relación entre anchura y longitud de alrededor de 0.38, por lo que, de la ecuación (7.12), tenemos

$$\Delta q_3 = kH\left(\frac{0.38}{N_d}\right)$$

Así, la tasa total de la filtración se puede dar como

$$q = \Delta q_1 + \Delta q_2 + \Delta q_3 = 2.38\frac{kH}{N_d}$$

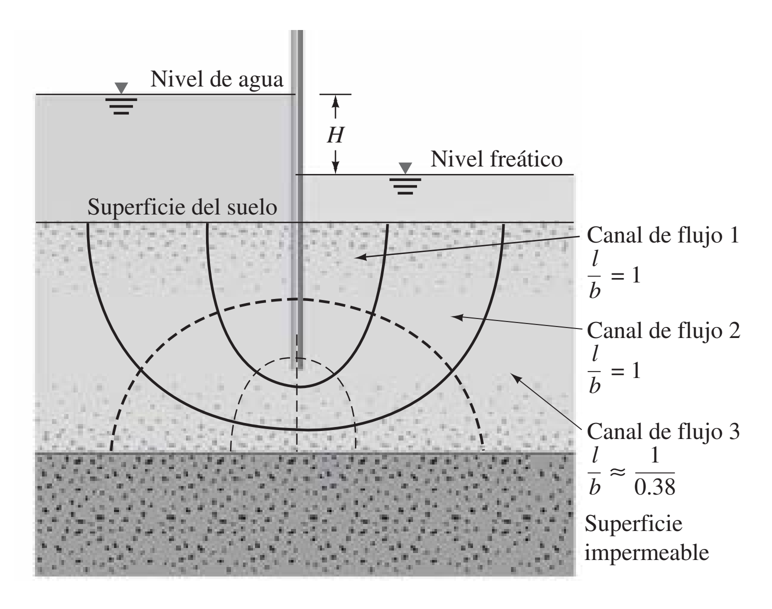


Figura 7.6 Red de flujo para filtración en torno a una sola fila de pilotes

Ejemplo 7.1

En la figura 7.7 se muestra una red de flujo para el flujo en torno de una sola fila de pilotes en una capa de suelo permeable. Tenemos que $k_x = k_z = k = 5 \times 10^{-3}$ cm/s.

a. ¿Qué tan alto (por encima de la superficie del suelo) crecerá el agua si se colocan piezómetros en los puntos *a*, *b*, *c* y *d*?

b. ¿Cuál es la tasa de filtración a través de canal de flujo II por unidad de longitud (perpendicular a la sección mostrada)?

Solución

a. En la figura 7.7 vemos que $N_f = 3$ y $N_d = 6$. La diferencia de carga entre el lado de aguas arriba y aguas abajo es 3.33 m, por lo que la pérdida de carga por cada gota es 3.33/6 = 0.555 m. El punto *a* está situado en la línea equipotencial 1, lo que significa que la caída de potencial en *a* es 1 × 0.555 m. El agua en el piezómetro en *a* subirá a una elevación de (5 − 0.555) = **4.445 m por encima de la superficie del suelo**. Del mismo modo, podemos calcular el resto de los niveles piezométricos:

$b = (5 - 2 \times 0.555) =$ **3.89 m por encima de la superficie del suelo**
$c = (5 - 5 \times 0.555) =$ **2.225 m por encima de la superficie del suelo**
$d = (5 - 5 \times 0.555) =$ **2.225 m por encima de la superficie del suelo**

b. De la ecuación (7.9), tenemos

$$\Delta q = k\frac{H}{N_d}$$

$$k = 5 \times 10^{-3} \text{ cm/s} = 5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$\Delta q = (5 \times 10^{-5})(0.555) = \mathbf{2.775 \times 10^{-5}\ m^3/s/m}$$

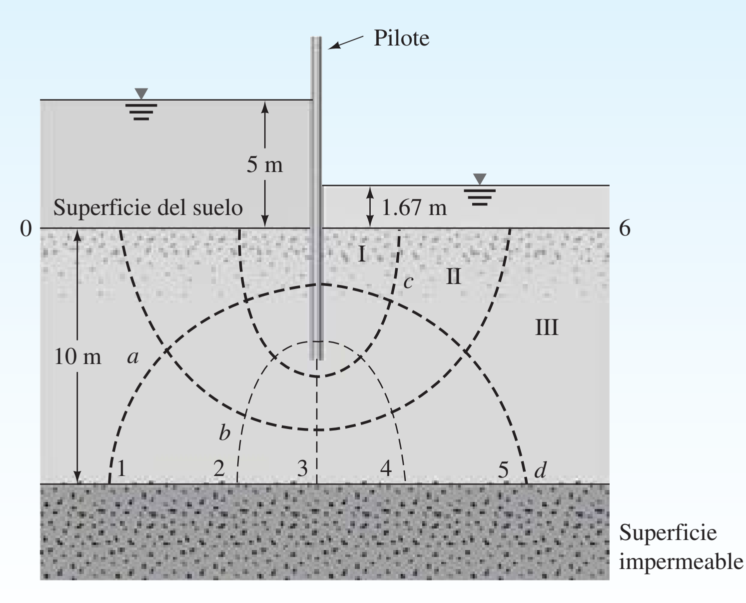


Figura 7.7 Red de flujo para el flujo en torno a una fila de pilotes en una capa de suelo permeable

7.5 Redes de flujo en un suelo anisotrópico

La construcción de una red de flujo descrita hasta el momento y las ecuaciones deducidas (7.10) y (7.13) para el cálculo de la filtración se han basado en la suposición de que el suelo es isotrópico. Sin embargo, en la naturaleza la mayoría de los suelos presenta algún grado de anisotropía. Para tener en cuenta la anisotropía del suelo con respecto a la conductividad hidráulica, hay que modificar la construcción de la red de flujo.

La ecuación diferencial de continuidad para un flujo de dos dimensiones [ecuación (7.4)] es

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Para suelos anisotrópicos, $k_x \neq k_z$. En este caso, la ecuación representa dos familias de curvas que no se unen a 90°. Sin embargo, podemos reescribir la ecuación anterior como

$$\frac{\partial^2 h}{(k_z/k_x)\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{7.14}$$

Sustituyendo $x' = \sqrt{k_z/k_x}\, x$, podemos expresar la ecuación (7.14) como

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{7.15}$$

Ahora la ecuación (7.15) está en una forma similar a la de la ecuación (7.5), con x remplazada por x', que es el nuevo sistema de coordenadas transformado. Para construir la red de flujo, utilice el siguiente procedimiento:

Paso 1: Adopte una escala vertical (es decir, eje z) para el dibujo de la sección transversal.
Paso 2: Adopte una escala horizontal (es decir, el eje x) de tal manera que escala horizontal = $\sqrt{k_z/k_x} \times$ escala vertical.
Paso 3: Con escalas adoptadas como en los pasos 1 y 2, trace la sección vertical a través de la capa permeable paralela a la dirección del flujo.
Paso 4: Dibuje la red de flujo de la capa permeable de la sección obtenida en el paso 3, con las líneas de flujo intersectando a las líneas equipotenciales en ángulo recto y los elementos como cuadrados aproximados.

La tasa de filtración por unidad de longitud se puede calcular mediante la modificación de la ecuación (7.10)

$$q = \sqrt{k_x k_z}\,\frac{HN_f}{N_d} \tag{7.16}$$

donde H = pérdida de carga total
N_f y N_d = número de canales de flujo y caídas potenciales, respectivamente (de la red de flujo elaborada en el paso 4)

Tenga en cuenta que cuando las redes de flujo se dibujan en secciones transformadas (en suelos anisotrópicos), las líneas de flujo y las líneas equipotenciales son ortogonales. Sin embargo, cuando son redibujadas en una sección alineada, estas líneas no están en ángulos rectos

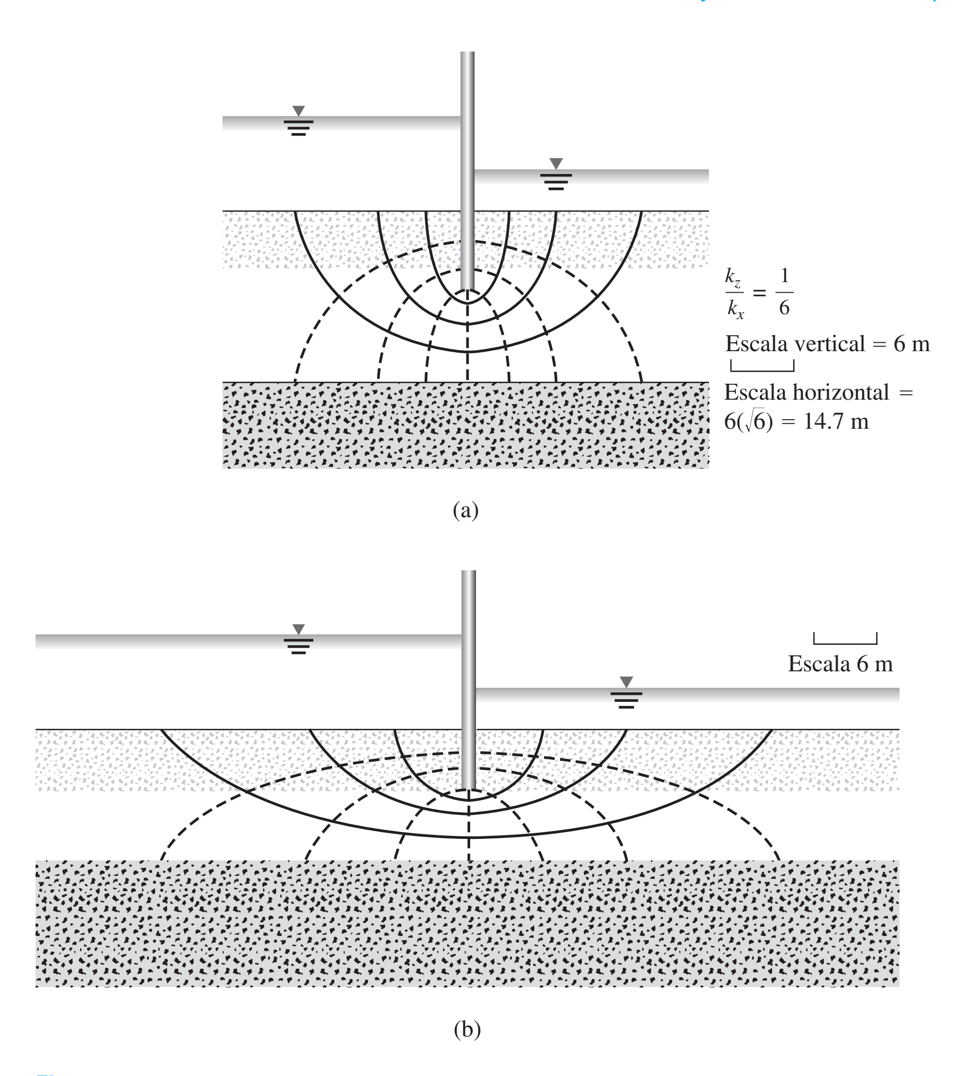


Figura 7.8 Elemento de flujo en un suelo anisotrópico: (a) en una sección transformada; (b) en una sección alineada

entre sí. Este hecho se muestra en la figura 7.8. En esta figura, se supone que $k_x = 6k_z$. La figura 7.8a muestra un elemento de flujo en una sección transformada. El elemento de flujo ha sido rediseñado en una sección alineada en la figura 7.8b.

Ejemplo 7.2

En la figura 7.9a se muestra una sección de la presa. Las conductividades hidráulicas de la capa permeable en las direcciones vertical y horizontal son 2×10^{-2} mm/s y 4×10^{-2} mm/s, respectivamente. Dibuje una red de flujo y calcule la pérdida de filtración de la presa en m^3/día /m.

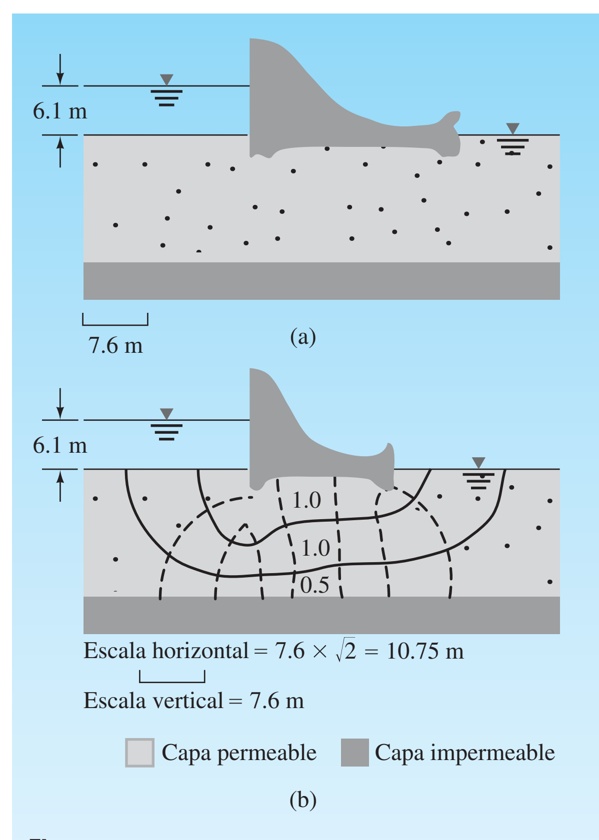


Figura 7.9

Solución

A partir de los datos dados,

$$k_z = 2 \times 10^{-2}\ \text{mm/s} = 1.728\ \text{m/día}$$
$$k_x = 4 \times 10^{-2}\ \text{mm/s} = 3.456\ \text{m/día}$$

y $h = 6.1$ m. Para trazar la red de flujo,

$$\text{Escala horizontal} = \sqrt{\frac{2 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}}}\,(\text{escala vertical})$$
$$= \frac{1}{\sqrt{2}}\,(\text{escala vertical})$$

Sobre la base de esto, la sección de la presa vuelve a representarse, y la red de flujo se dibuja como en la figura 7.9b. La tasa de filtración está dada por $q = \sqrt{k_x k_z}\, H(N_f/N_d)$. De la figura 7.9b, $N_d = 8$ y $N_f = 2.5$ (el canal de flujo más inferior tiene una anchura con longitud de 0.5). Por lo tanto,

$$q = \sqrt{(1.728)(3.456)}\,(6.1)(2.5/8) = \mathbf{4.66\ m^3/día/m}$$

7.6 Resumen

1. Para la condición de flujo de dos dimensiones, la ecuación de continuidad de Laplace se puede dar como [ecuación (7.4)]:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

2. Para la condición isotrópica con respecto a la conductividad hidráulica, $k_x = k_z$. Así

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

3. Las redes de flujo se pueden dibujar usando la ecuación de continuidad de Laplace.
4. Las líneas de flujo y líneas equipotenciales son dos familias de curvas. Cuando $k_x = k_z$, las líneas de flujo y las líneas equipotenciales son dos familias de curvas ortogonales.
5. La tasa de filtración (q) bajo estructuras hidráulicas ($k_x = k_z = k$) se puede escribir como [ecuación (7.13)]:

$$q = kH\left(\frac{N_f}{N_d}\right)n$$

donde n = razón anchura-longitud de los elementos de flujo.

Problemas

7.1 Consulte la figura 7.10 y utilice estos valores:

$H_1 = 7$ m　　　$D = 3.5$ m

$H_2 = 1.75$ m　　　$D_1 = 7$ m

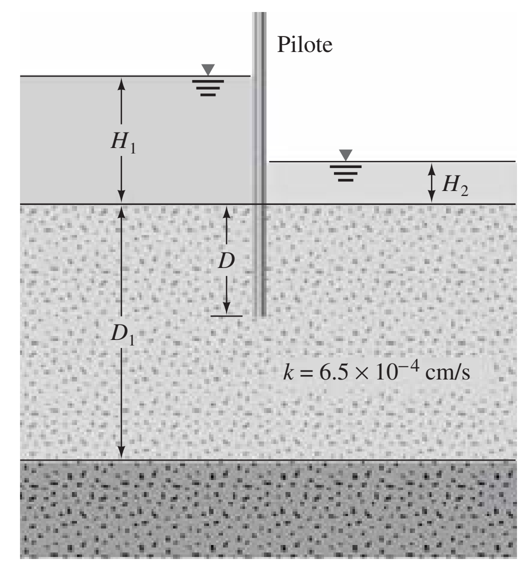


Figura 7.10

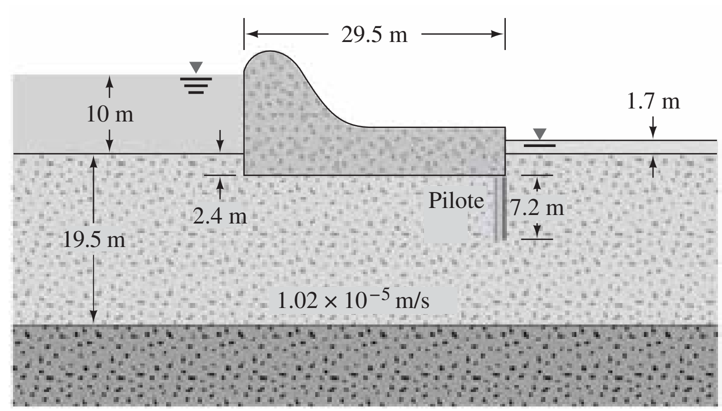


Figura 7.11

Dibuje una red de flujo. Calcule la pérdida de la filtración por metro de longitud del pilote (en ángulo recto a la sección transversal mostrada).

7.2 Dibuje una red de flujo para una sola fila de pilotes clavados en una capa permeable, como se muestra en la figura 7.10, dada la siguiente información:

$H_1 = 5$ m	$D = 4$ m
$H_2 = 0.7$ m	$D_1 = 10$ m

Calcule la pérdida de la filtración por metro de longitud del pilote (en ángulo recto con respecto a la sección transversal mostrada).

7.3 Dibuje una red de flujo para el vertedero que se muestra en la figura 7.11. Calcule la tasa de filtración debajo del vertedero.

CAPÍTULO 8

Esfuerzos en una masa de suelo

8.1 Introducción

Como se describe en el capítulo 3, los suelos son sistemas multifase. En un volumen dado de suelo, las partículas sólidas se distribuyen al azar con los espacios vacíos en el medio. Los espacios vacíos son continuos y están ocupados por agua, aire o ambos. Para analizar problemas tales como la compresibilidad de los suelos, la fuerza de sustentación de los cimientos, la estabilidad de terraplenes y la presión lateral en las estructuras de retención de tierra, los ingenieros necesitan saber la naturaleza de la distribución del esfuerzo a lo largo de una sección transversal dada del perfil del suelo; es decir, qué fracción del esfuerzo normal a una profundidad dada en una masa de suelo es realizada por el agua intersticial y qué fracción es hecha por el esqueleto del suelo en los puntos de contacto de las partículas del suelo. Este problema se conoce como *concepto de esfuerzo efectivo* y se analiza en la primera parte de este capítulo.

Cuando se construye la cimentación, los cambios tienen lugar en el suelo bajo los cimientos. El esfuerzo neto suele aumentar. Este aumento neto del esfuerzo en el suelo depende de la carga por unidad de superficie a la que se somete la cimentación, la profundidad por debajo de ésta a la que se hace la estimación del esfuerzo y otros factores. Es necesario estimar el aumento del esfuerzo neto vertical en el suelo que se produce como resultado de la construcción de una cimentación, de manera que se puede calcular la solución. La segunda parte de este capítulo trata de los principios para el cálculo del *incremento del esfuerzo vertical* en el suelo causado por varios tipos de carga, basados en la teoría de la elasticidad. Aunque los depósitos naturales del suelo no son totalmente elásticos, isotrópicos o de materiales homogéneos, los cálculos para estimar el aumento del esfuerzo vertical dan buenos resultados para el trabajo práctico.

CONCEPTO DE ESFUERZO EFECTIVO

8.2 Esfuerzos en suelos saturados sin filtración

La figura 8.1a muestra una columna de masa de suelo saturado y sin filtraciones de agua en cualquier dirección. El esfuerzo total en la elevación del punto A, σ, puede obtenerse a partir de la unidad de peso saturada del suelo y la unidad de peso de agua por encima de ella. Por lo tanto,

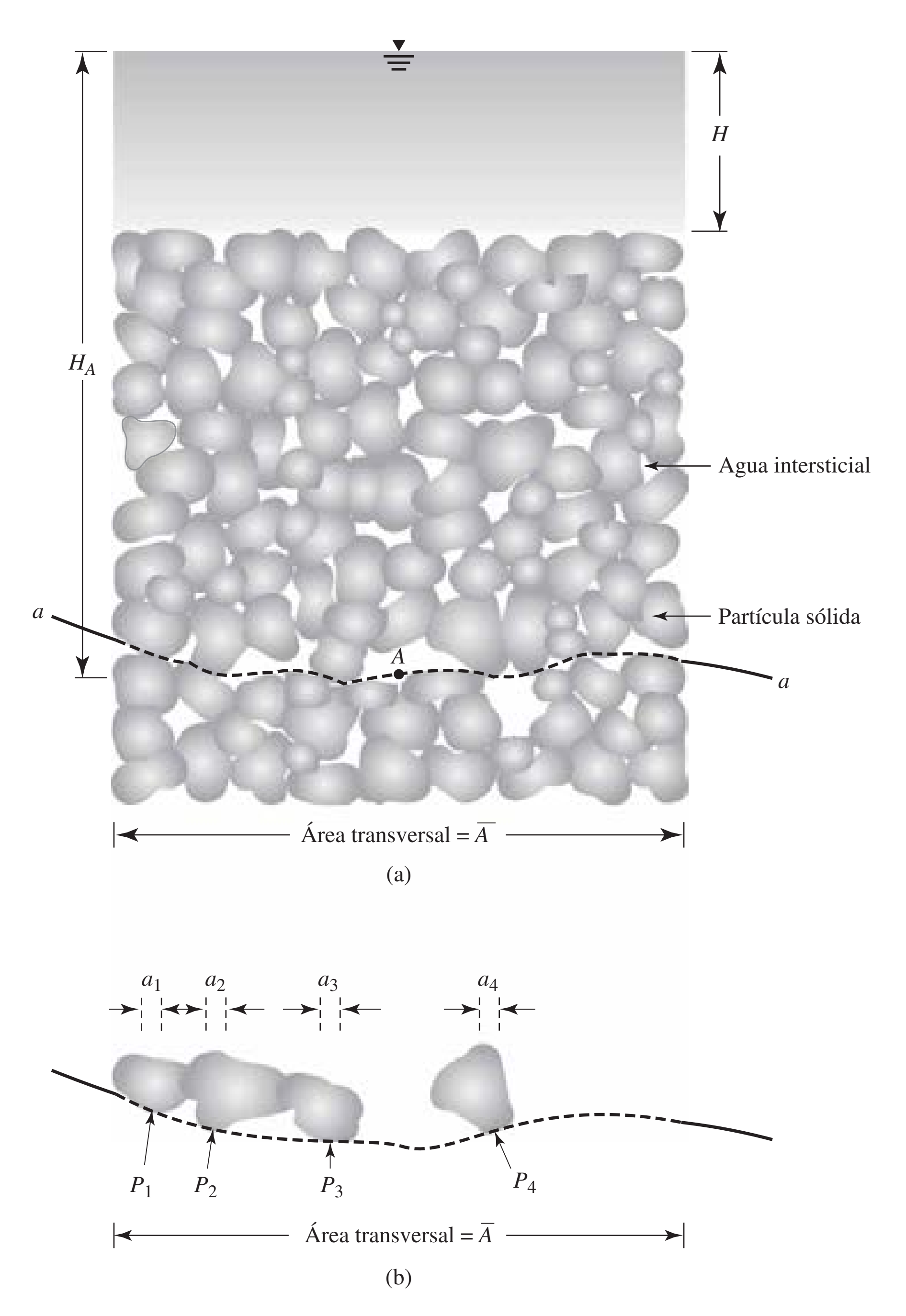


Figura 8.1 (a) Consideración del esfuerzo efectivo para una columna de suelo saturado y sin filtraciones, (b) las fuerzas que actúan en los puntos de contacto de las partículas del suelo a nivel del punto *A*

$$\sigma = H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat} \tag{8.1}$$

donde

γ_w = peso unitario del agua
γ_{sat} = peso unitario saturado del suelo
H = altura del nivel freático desde la parte superior de la columna de suelo
H_A = distancia entre el punto A y el nivel freático

El esfuerzo total, σ, dado por la ecuación (8.1) se puede dividir en dos partes:

1. Una parte es transportada por el agua en los espacios vacíos continuos. Esta parte actúa con igual intensidad en todas las direcciones.
2. El resto del esfuerzo total es realizado por los sólidos del suelo en sus puntos de contacto. La suma de las componentes verticales de las fuerzas desarrolladas en los puntos de contacto de las partículas de sólidos por unidad de área de sección transversal de la masa del suelo se llama *esfuerzo efectivo*.

El concepto de esfuerzo efectivo puede ilustrarse dibujando una línea ondulada, *a-a*, por el punto A que pasa sólo por los puntos de contacto de las partículas sólidas. Sean $P_1, P_2, P_3, \ldots, P_n$ las fuerzas que actúan en los puntos de contacto de las partículas del suelo (figura 8.1b). La suma de las componentes verticales de todas estas fuerzas sobre el área de sección transversal unitaria es igual al esfuerzo efectivo, σ', o

$$\sigma' = \frac{P_{1(v)} + P_{2(v)} + P_{3(v)} + \cdots + P_{n(v)}}{\bar{A}} \tag{8.2}$$

donde $P_{1(v)}, P_{2(v)}, P_{3(v)}, \ldots, P_{n(v)}$ son las componentes verticales de $P_1, P_2, P_3, \ldots, P_n$, respectivamente, y $\bar{A}$ es el área de sección transversal de la masa del suelo bajo consideración.

Una vez más, si a_s es el área de sección transversal ocupada por los contactos de sólido a sólido (es decir, $a_s = a_1 + a_2 + a_3 + \cdots + a_n$), entonces el espacio ocupado por el agua es igual $(\bar{A} - a_s)$. Por lo tanto, podemos escribir

$$\sigma = \sigma' + \frac{u(\bar{A} - a_s)}{\bar{A}} = \sigma' + u(1 - a_s') \tag{8.3}$$

donde

$u = H_A\gamma_w$ = presión de agua intersticial (es decir, la presión hidrostática en A)
$a_s' = a_s/\bar{A}$ = fracción de unidad de área de sección transversal de la masa de suelo ocupada por los contactos solido-sólido

El valor de a_s' es muy pequeño y puede ser despreciado debido a los rangos de presión generalmente encontrados en los problemas prácticos. Por lo tanto, la ecuación (8.3) se puede aproximar por

$$\sigma = \sigma' + u \tag{8.4}$$

donde u es también conocida como *esfuerzo neutral*. Sustituyendo la ecuación (8.1) por σ en la ecuación (8.4) se obtiene

$$\begin{aligned}\sigma' &= [H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat}] - H_A\gamma_w \\ &= (H_A - H)(\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= (\text{altura de la columna de suelo}) \times \gamma'\end{aligned} \tag{8.5}$$

donde $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ es el peso unitario del suelo sumergido. Por lo tanto, es claro que el esfuerzo efectivo en cualquier punto A es independiente de la profundidad del agua, H, sobre el suelo sumergido.

El principio del esfuerzo efectivo [ecuación (8.4)] fue desarrollado por primera vez por Terzaghi (1925, 1936). Skempton (1960) amplió el trabajo de Terzaghi y propuso la relación entre el esfuerzo total y el efectivo en la forma de la ecuación (8.3).

Ejemplo 8.1

En la figura 8.2 se muestra un perfil de suelo. Calcule el esfuerzo total, la presión de agua intersticial y el esfuerzo efectivo en los puntos A, B, C y D.

Solución

$$\text{Para arena, } \gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1+e} = \frac{(2.65)(9.81)}{1+0.5} = 17.33 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Para arcilla, } \gamma_{sat} = \frac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e} = \frac{(2.70+0.9)(9.81)}{1+0.9} = 18.59 \text{ kN/m}^3$$

En A: Esfuerzo total $\sigma_A = \mathbf{0}$
Presión del agua intersticial: $u_A = \mathbf{0}$
Esfuerzo efectivo: $\sigma'_A = \mathbf{0}$

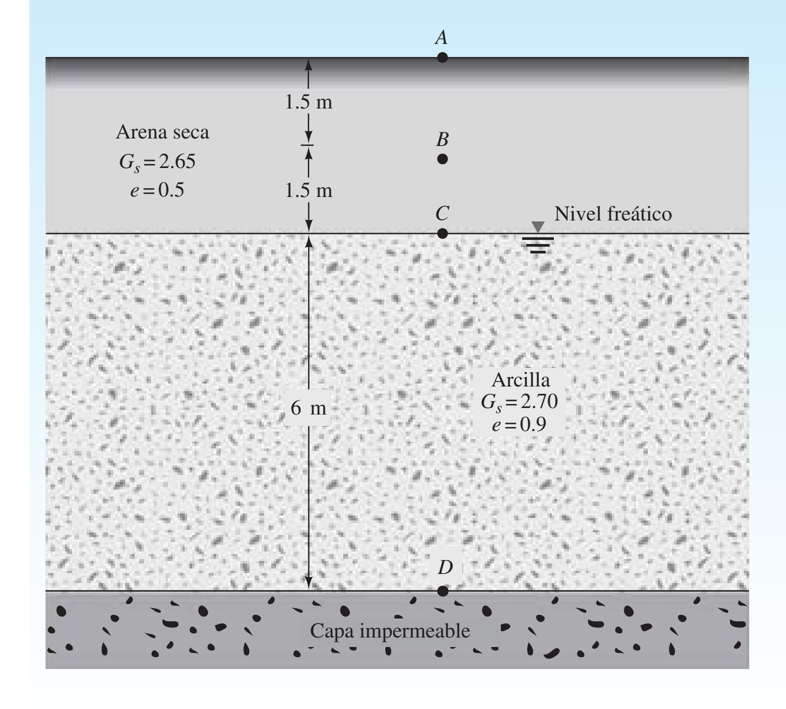


Figura 8.2

En B: $\sigma_B = 1.5\gamma_{\text{arena(seca)}} = 1.5 \times 17.33 = \mathbf{26.0\ kN/m^2}$

$u_B = \mathbf{0\ kN/m^2}$

$\sigma'_B = 26 - 0 = \mathbf{26.0\ kN/m^2}$

En C: $\sigma_C = 3\gamma_{\text{arena(seca)}} = 3 \times 17.33 = \mathbf{51.99\ kN/m^2}$

$u_C = \mathbf{0\ kN/m^2}$

$\sigma'_C = 51.99 - 0 = \mathbf{51.99\ kN/m^2}$

En D : $\sigma_D = 3\gamma_{\text{arena(seca)}} + 6\gamma_{\text{arena(saturada)}}$

$= 3 \times 17.33 + 6 \times 18.59$

$= \mathbf{163.53\ kN/m^2}$

$u_D = 6\gamma_w = 6 \times 9.81 = \mathbf{58.86\ kN/m^2}$

$\sigma'_D = 163.53 - 58.86 = \mathbf{104.67\ kN/m^2}$

8.3 Esfuerzos en suelos saturados con filtración

Si el agua se está filtrando, el esfuerzo efectivo en cualquier punto en una masa de suelo será diferente del caso estático, además de aumentar o disminuir, dependiendo de la dirección de la filtración.

Filtración ascendente

La figura 8.3a muestra una capa de suelo granular en un tanque donde la filtración ascendente es causada por la adición de agua a través de la válvula en la parte inferior del tanque. El caudal de suministro de agua se mantiene constante. La pérdida de carga causada por la filtración ascendente entre los niveles de los puntos A y B es h. Teniendo en cuenta que el esfuerzo total en cualquier punto de la masa del suelo se determina únicamente por el peso del suelo y el agua por encima de él, nos encontramos con los cálculos de esfuerzos efectivos en los puntos A y B:

En *A*

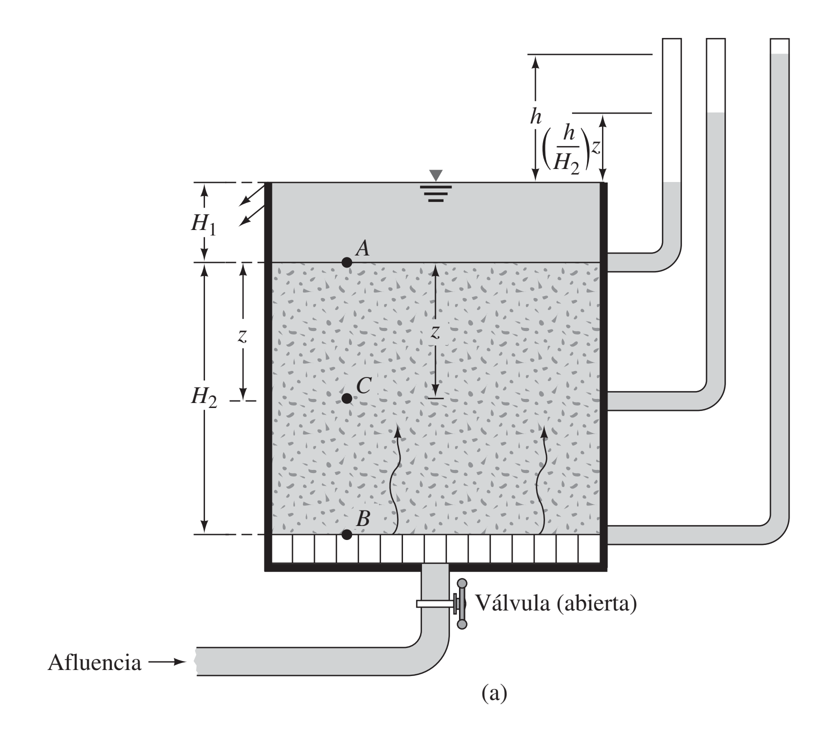
- Esfuerzo total: $\sigma_A = H_1\gamma_w$
- Presión del agua intersticial: $u_A = H_1\gamma_w$
- Esfuerzo efectivo: $\sigma'_A = \sigma_A - u_A = 0$

En *B*

- Esfuerzo total: $\sigma_B = H_1\gamma_w + H_2\gamma_{sat}$
- Presión del agua intersticial: $u_B = (H_1 + H_2 + h)\gamma_w$
- Esfuerzo efectivo: $\sigma'_B = \sigma_B - u_B$

$$= H_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) - h\gamma_w$$
$$= H_2\gamma' - h\gamma_w$$

Del mismo modo, podemos calcular el esfuerzo efectivo en un punto C situado a una profundidad z por debajo de la parte superior de la superficie del suelo:



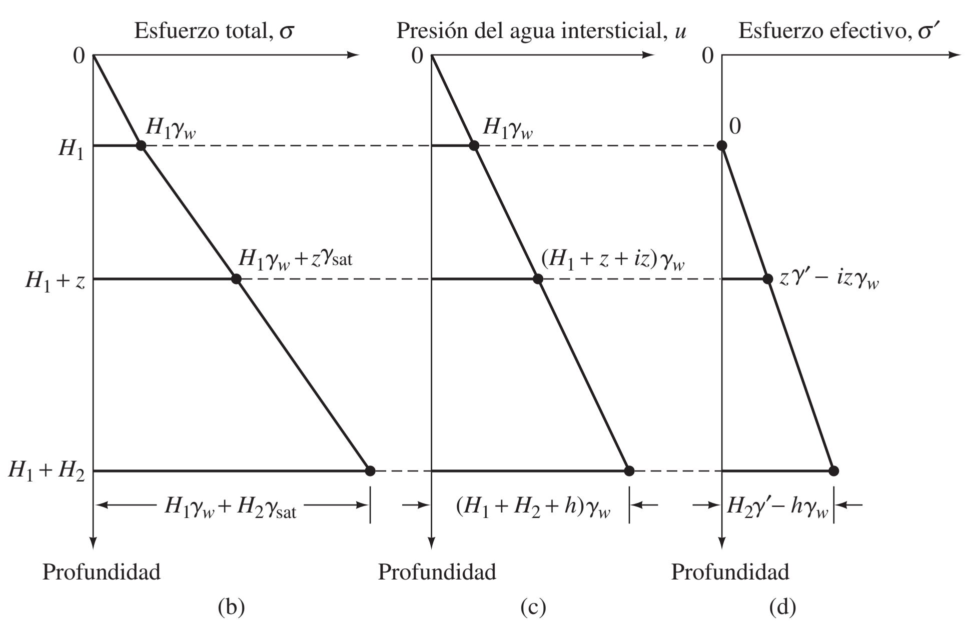


Figura 8.3 (a) Una capa de suelo en un tanque con filtración ascendente, (b) variación del esfuerzo total, (c) presión del agua intersticial, (d) esfuerzo efectivo con la profundidad en una capa de suelo con filtración ascendente

En *C*

- Esfuerzo total: $\sigma_C = H_1\gamma_w + z\gamma_{sat}$
- Presión del agua intersticial: $u_C = \left(H_1 + z + \dfrac{h}{H_2}z\right)\gamma_w$
- Esfuerzo efectivo: $\sigma'_C = \sigma_C - u_C$

$$= z(\gamma_{sat} - \gamma_w) - \frac{h}{H_2}z\gamma_w$$

$$= z\gamma' - \frac{h}{H_2}z\gamma_w$$

Observe que h/H_2 es el gradiente hidráulico i causado por el flujo, por lo que

$$\sigma'_C = z\gamma' - iz\gamma_w \tag{8.6}$$

Las variaciones del esfuerzo total, la presión de agua intersticial y el esfuerzo efectivo con la profundidad se representan de manera gráfica en las figuras 8.3b, c y d, respectivamente. Si la tasa de filtración y, por lo tanto, el gradiente hidráulico aumentan de forma gradual, se puede alcanzar una condición límite, en cuyo punto

$$\sigma'_C = z\gamma' - i_{cr}z\gamma_w = 0 \tag{8.7}$$

donde i_{cr} = gradiente hidráulico crítico (para el esfuerzo efectivo cero). En tal situación se perderá la estabilidad del suelo, esto se conoce generalmente como *ebullición* o *condición rápida*.

De la ecuación (8.7), tenemos

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \tag{8.8}$$

Para la mayoría de los suelos, el valor de i_{cr} varía de 0.9 a 1.1, con una media de 1.

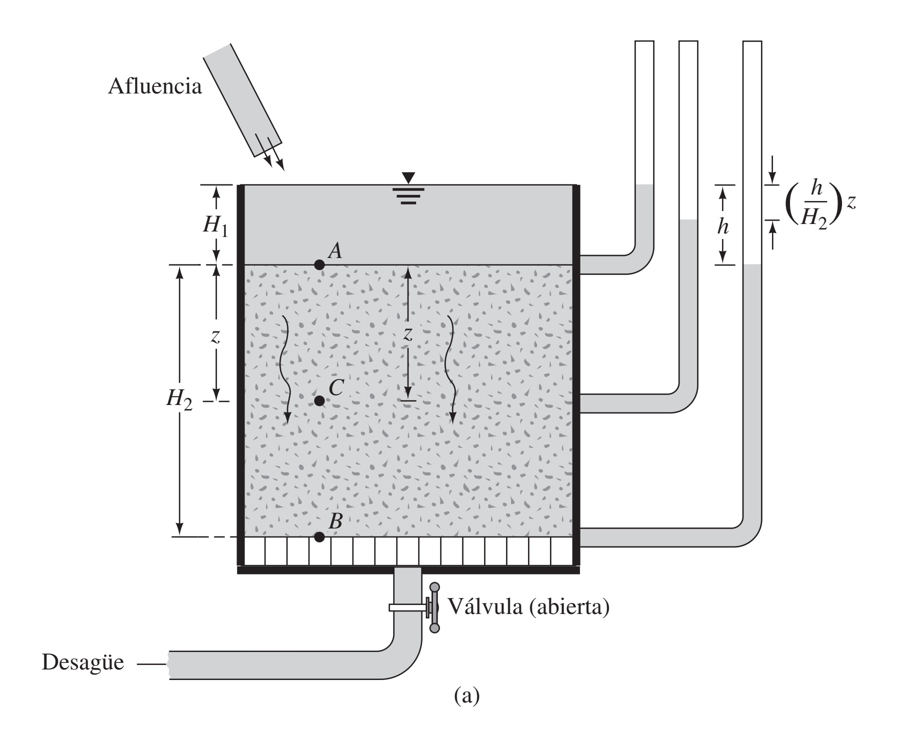
Filtración descendente

La condición de la filtración descendente se muestra en la figura 8.4a. El nivel de agua en el tanque del suelo se mantiene constante mediante el ajuste de la alimentación desde la parte superior y el flujo de salida en la parte inferior.

El gradiente hidráulico causado por la filtración a la baja es $i = h/H_2$. El esfuerzo total, la presión de agua de los poros y el esfuerzo efectivo en cualquier punto de C son, respectivamente,

$$\sigma_C = H_1\gamma_w + z\gamma_{sat}$$
$$u_C = (H_1 + z - iz)\gamma_w$$
$$\sigma'_C = (H_1\gamma_w + z\gamma_{sat}) - (H_1 + z - iz)\gamma_w$$
$$= z\gamma' + iz\gamma_w \tag{8.9}$$

Las variaciones del esfuerzo total, la presión de agua intersticial y el esfuerzo efectivo con la profundidad también se muestran gráficamente en las figuras 8.4b, c y d.



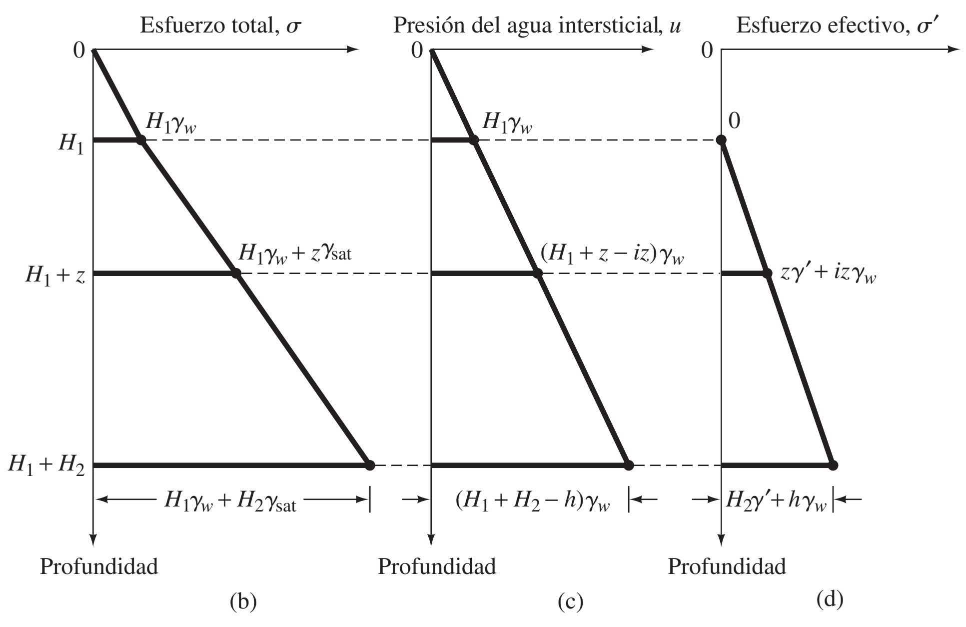


Figura 8.4 (a) Una capa de suelo en un tanque con filtración descendente, (b) variación del esfuerzo total, (c) presión del agua intersticial, (d) esfuerzo efectivo con la profundidad en una capa de suelo con filtración descendente

Ejemplo 8.2

Una gruesa capa de arcilla saturada rígida de 9 m de espesor está sustentada por una capa de arena (figura 8.5). La arena está bajo presión artesiana. Calcule la profundidad máxima de corte H que se puede hacer en la arcilla.

Solución

Debido a la excavación, habrá una descarga de la presión de sobrecarga. Haga que la profundidad del corte sea H, hasta el momento en el que la parte inferior oscile. Consideremos la estabilidad del punto A en ese momento:

$$\sigma_A = (9 - H)\gamma_{\text{sat(arcilla)}}$$
$$u_A = 3.6\gamma_w$$

Para que se produzca una oscilación, σ'_A debería ser 0. Por lo tanto,

$$\sigma_A - u_A = (9 - H)\gamma_{\text{sat(arcilla)}} - 3.6\gamma_w$$

o

$$(9 - H)18 - (3.6)9.81 = 0$$

$$H = \frac{(9)18 - (3.6)9.81}{18} = \mathbf{7.04\ m}$$

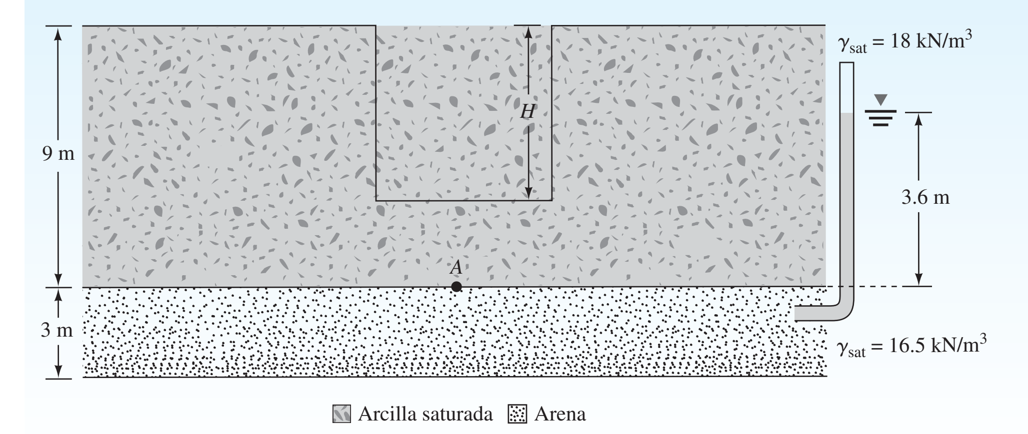


Figura 8.5

Ejemplo 8.3

Se realiza un corte en una arcilla saturada rígida que está sustentada por una capa de arena (figura 8.6). ¿Cuál debería ser la altura del agua, h, en el corte de modo que la estabilidad de la arcilla saturada no se pierda?

Solución

En el punto *A*

$$\sigma_A = (7 - 5)\gamma_{sat(arcilla)} + h\gamma_\omega = (2)(19) + (h)(9.81) = 38 + 9.81h \text{ (kN/m}^2\text{)}$$
$$u_A = 4.5\gamma_\omega = (4.5)(9.81) = 44.15 \text{ kN/m}^2$$

Para la pérdida de estabilidad, $\sigma' = 0$. Por lo tanto,

$$\sigma_A - u_A = 0$$
$$38 + 9.81h - 44.15 = 0$$
$$h = \mathbf{0.63\ m}$$

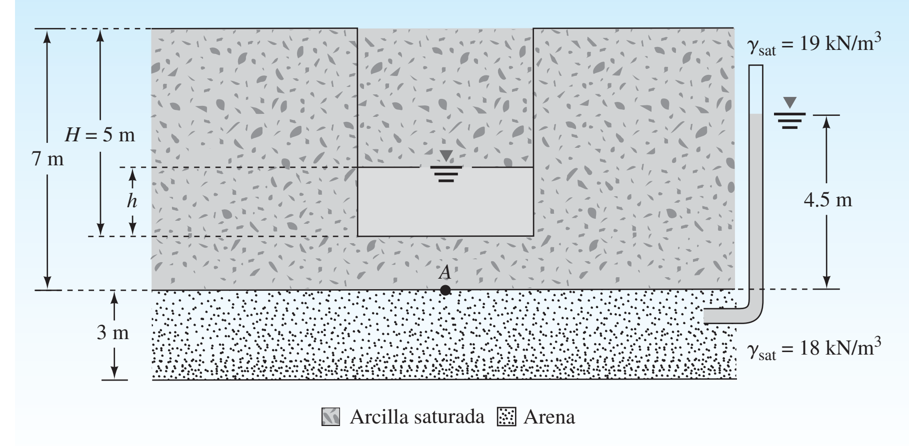


Figura 8.6

8.4 Fuerza de filtración

La sección 8.2 mostró que el efecto de filtración es para aumentar o disminuir el esfuerzo efectivo en un punto en una capa de suelo. A menudo es conveniente expresar la fuerza de filtración por unidad de volumen de suelo.

En la figura 8.1 se demostró que, sin filtración, el esfuerzo efectivo en una profundidad z medida desde la superficie de la capa de suelo es igual a $z\gamma'$. Así, la fuerza efectiva en un área A es

$$P'_1 = z\gamma' A$$

(la dirección de la fuerza P'_1 se muestra en la figura 8.7a).

Una vez más, si hay una filtración ascendente de agua en la dirección vertical a través de la misma capa de suelo (figura 8.3), la fuerza efectiva en un área A a una profundidad z se puede obtener por

$$P'_2 - (z\gamma' = iz\gamma_w)A$$

Por lo tanto, la disminución de la fuerza total debida a las filtraciones es

$$P'_1 - P'_2 = iz\gamma_w A \qquad (8.10)$$

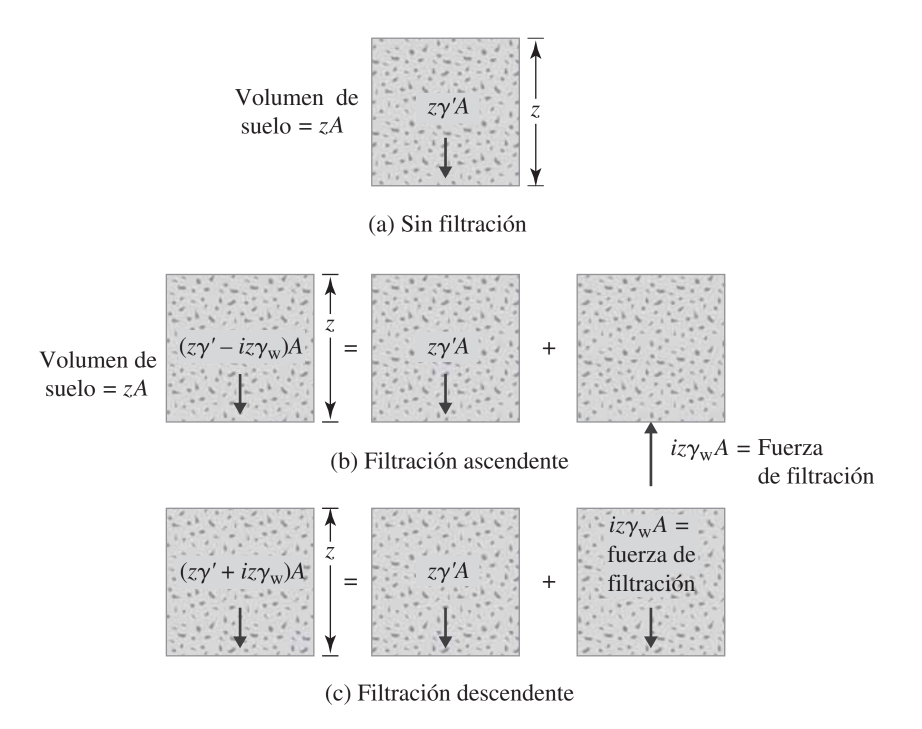


Figura 8.7 Fuerza debida a: (a) ausencia de filtración, (b) filtración ascendente, (c) filtración descendente en un volumen de suelo

El volumen de suelo que contribuye a la fuerza efectiva es igual a zA. Por lo tanto, la fuerza de filtración por unidad de volumen de suelo es

$$\frac{P_1' - P_2'}{\text{(volumen de suelo)}} = \frac{iz\gamma_w A}{z\,A} = i\gamma_w \tag{8.11}$$

La fuerza por unidad de volumen, $i\gamma_w$, para este caso actúa en la dirección ascendente, es decir, en la dirección del flujo. Esto se demuestra en la figura 8.7b. Del mismo modo, para la filtración descendente se puede demostrar que la fuerza de la filtración en esa dirección por unidad de volumen de suelo es $i\gamma_w$ (figura 8.7c).

A partir de los análisis anteriores, se puede concluir que la fuerza de filtración por unidad de volumen de suelo es igual a $i\gamma_w$, y en suelos isotrópicos la fuerza actúa en la misma dirección que la dirección del flujo. Esta afirmación es cierta para el flujo en cualquier dirección. Pueden usarse redes de flujo para encontrar el gradiente hidráulico en cualquier punto y, por lo tanto, la fuerza de filtración por unidad de volumen de suelo.

Este concepto de la fuerza de la filtración se puede utilizar con eficacia para obtener el factor de seguridad contra la oscilación vertical en el lado aguas abajo de una estructura hidráulica. Esto se discute en la siguiente sección.

8.5 Oscilaciones en suelos debidas al flujo en torno a pilotes

Se puede calcular la fuerza de filtración por unidad de volumen de suelo para el control de una posible falla de las estructuras de pilotes, donde la filtración subterránea puede causar oscilaciones del suelo en el lado de aguas abajo (figura 8.8a). Después de realizar varias pruebas con modelos, Terzaghi (1922) llegó a la conclusión de que la oscilación generalmente ocurre dentro de una distancia $D/2$ de los pilotes (cuando D es igual a la profundidad de empotramiento de los pilotes de acero en la capa permeable). Por lo tanto, es necesario investigar la estabilidad de suelo en una zona de medición D de $D/2$ en sección transversal, como se muestra en la figura 8.8a.

El factor de seguridad contra la oscilación puede ser dado por (figura 8.8b)

$$FS = \frac{W'}{U} \tag{8.12}$$

donde

FS = factor de seguridad
W' = peso efectivo del suelo en la zona de oscilación vertical por unidad de longitud del pilote $= D(D/2)(\gamma_{sat} - \gamma_w) = (\frac{1}{2})D^2\gamma'$
U = fuerza de levantamiento debida a la filtración en el mismo volumen de suelo

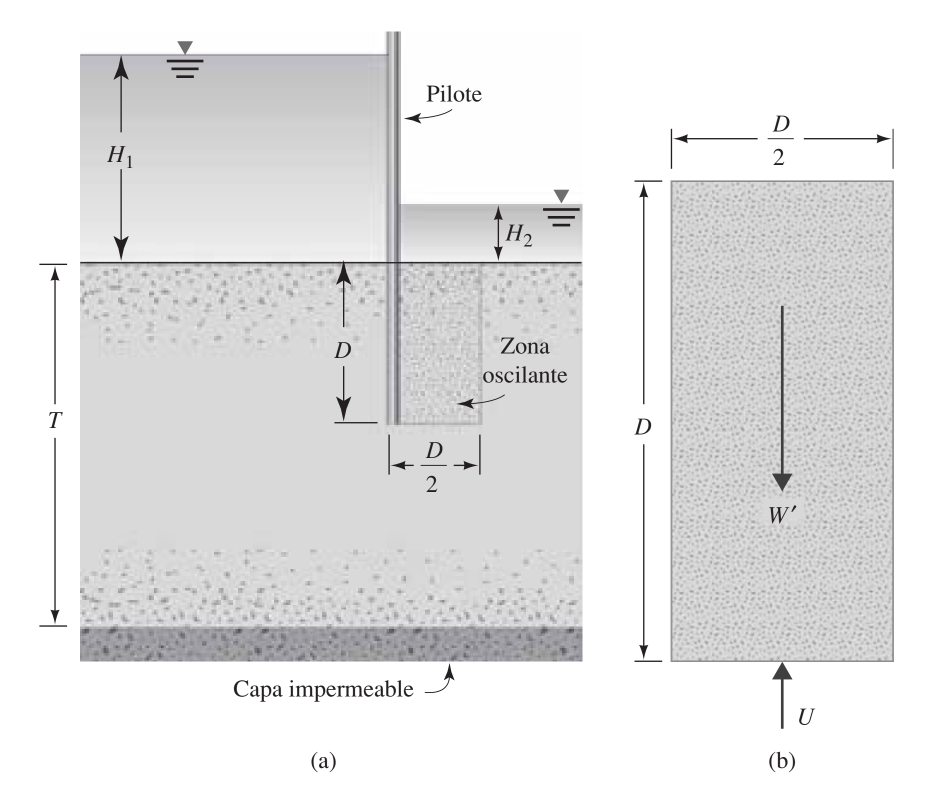


Figura 8.8 (a) Verificación para oscilaciones en el lado aguas abajo de una fila de pilotes de acero hincados en una capa permeable, (b) ampliación de la zona de oscilación

Tabla 8.1 Variación de C_o con D/T

D/T	C_o
0.1	0.385
0.2	0.365
0.3	0.359
0.4	0.353
0.5	0.347
0.6	0.339
0.7	0.327
0.8	0.309
0.9	0.274

De la ecuación (8.11)

$$U = (\text{volumen de suelo}) \times (i_{\text{prom}}\gamma_w) = \frac{1}{2}D^2 i_{\text{prom}}\gamma_w$$

donde i_{prom} = gradiente hidráulico promedio en el bloque de suelo.

Sustituyendo los valores de W' y U en la ecuación (8.12), podemos escribir

$$FS = \frac{\gamma'}{i_{\text{prom}}\gamma_w} \tag{8.13}$$

Para el caso del *flujo en torno a un pilote en un suelo homogéneo*, como se muestra en la figura 8.8, se puede demostrar que

$$\frac{U}{0.5\gamma_w D(H_1 - H_2)} = C_o \tag{8.14}$$

La variación de la C_o con D/T se da en la tabla 8.1.

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{0.5D^2\gamma'}{0.5C_o\gamma_w D(H_1 - H_2)} = \frac{D\gamma'}{C_o\gamma_w(H_1 - H_2)} \tag{8.15}$$

Ejemplo 8.4

Consulte la figura 8.8. Considere $D = 3$ m, $T = 6$ m, $H_1 = 5$ m, $H_2 = 1$ m. Para la capa permeable, $G_s = 2.68$ y $e = 0.7$. Calcule el factor de seguridad contra la oscilación descendente.

Solución

De la ecuación (8.15)

$$FS = \frac{D\gamma'}{C_o\gamma_w(H_1 - H_2)}$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.68 - 1)(9.81)}{1 + 0.7} = 9.69 \text{ kN/m}^3$$

De la tabla 8.1, para $D/T = 3/6 = 0.5$, el valor de $C_o \approx 0.347$.

$$FS = \frac{(3)(9.69)}{(0.347)(9.81)(5 - 1)} = \mathbf{2.13}$$

AUMENTO VERTICAL DEL ESFUERZO DEBIDO A DISTINTOS TIPOS DE CARGA

8.6 Esfuerzo causado por una carga puntual

Boussinesq (1883) resuelve el problema de los esfuerzos producidos en cualquier punto en un medio homogéneo, elástico e isotrópico como el resultado de una carga puntual aplicada sobre la superficie de un medio espacial infinitamente grande. De acuerdo con la figura 8.9, la solución de Boussinesq para esfuerzos normales en un punto A causados por la carga puntual P es

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\pi}\left\{\frac{3x^2z}{L^5} - (1 - 2\mu_S)\left[\frac{x^2 - y^2}{Lr^2(L + z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2}\right]\right\} \quad (8.16)$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\pi}\left\{\frac{3y^2z}{L^5} - (1 - 2\mu_S)\left[\frac{y^2 - x^2}{Lr^2(L + z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2}\right]\right\} \quad (8.17)$$

y

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (8.18)$$

donde

$r = \sqrt{x^2 + y^2}$

$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} = \sqrt{r^2 + z^2}$

μ_S = coeficiente de Poisson

Observe que las ecuaciones (8.16) y (8.17), que son las expresiones para los esfuerzos normales horizontales, dependen del coeficiente de Poisson del medio. Sin embargo, la relación

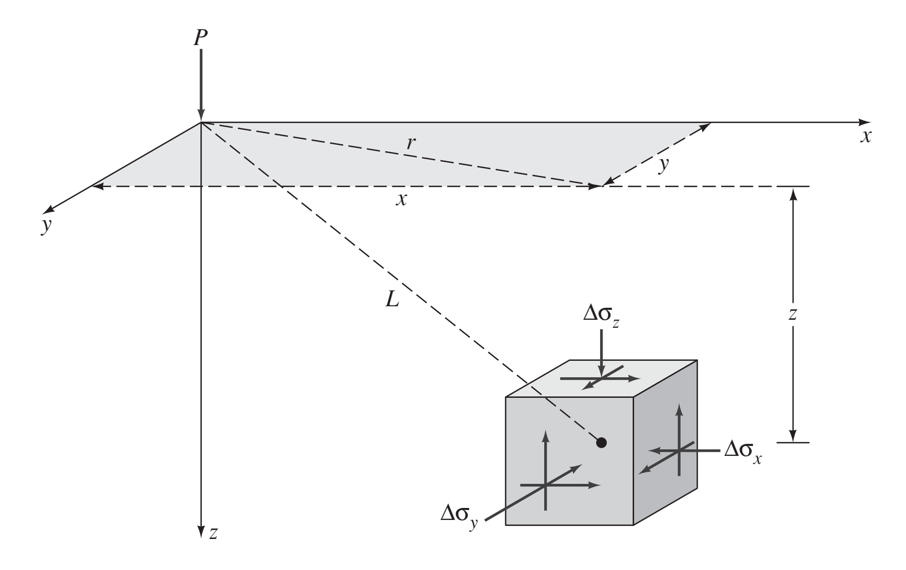


Figura 8.9 Esfuerzos en un medio elástico causados por una carga puntual

del esfuerzo vertical normal, $\Delta\sigma_z$, como se da en la ecuación (8.18), es independiente del coeficiente de Poisson. La relación para $\Delta\sigma_z$ se puede reescribir en la forma siguiente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2}\left\{\frac{3}{2\pi}\frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}}\right\} = \frac{P}{z^2}I_1 \quad (8.19)$$

donde $I_1 = \dfrac{3}{2\pi}\dfrac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}}$. (8.20)

La variación de I_1 para varios valores de r/z se da en la tabla 8.2.

Tabla 8.2 Variación de I_1 [ecuación (8.19)]

r/z	I_1	***r/z***	I_1
0	0.4775	0.9	0.1083
0.1	0.4657	1.0	0.0844
0.2	0.4329	1.5	0.0251
0.3	0.3849	1.75	0.0144
0.4	0.3295	2.0	0.0085
0.5	0.2733	2.5	0.0034
0.6	0.2214	3.0	0.0015
0.7	0.1762	4.0	0.0004
0.8	0.1386	5.0	0.00014

8.7 Esfuerzo vertical causado por una carga lineal

La figura 8.10 muestra una carga lineal flexible de longitud infinita que tiene una intensidad q por unidad de longitud en la superficie de una masa de suelo semiinfinito. El aumento vertical del esfuerzo, $\Delta\sigma$, dentro de la masa de suelo se puede determinar mediante el uso de los principios de la teoría de la elasticidad, o

$$\Delta\sigma = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} \tag{8.21}$$

La ecuación anterior se puede reescribir como

$$\Delta\sigma = \frac{2q}{\pi z[(x/z)^2 + 1]^2}$$

o

$$\frac{\Delta\sigma}{(q/z)} = \frac{2}{\pi\left[\left(\frac{x}{z}\right)^2 + 1\right]^2} \tag{8.22}$$

Observe que la ecuación (8.22) se encuentra en una forma no dimensional. Usando esta ecuación, podemos calcular la variación de $\Delta\sigma/(q/z)$ con x/z. La variación se da en la tabla 8.3. El valor de $\Delta\sigma$ calculado mediante el uso de la ecuación (8.22) es el esfuerzo adicional en el suelo causado por la carga lineal. El valor de $\Delta\sigma$ no incluye la presión de sobrecarga del suelo por encima del punto A.

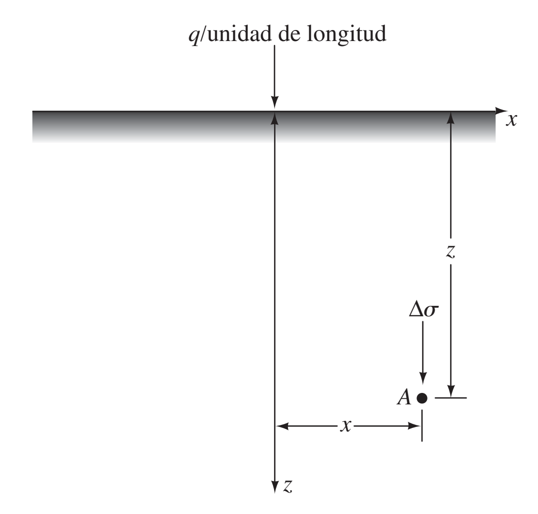


Figura 8.10 Carga lineal sobre la superficie de una masa de suelo semiinfinita

Tabla 8.3 Variación de $\Delta\sigma/(q/z)$ con x/z [ecuación (8.22)]

x/z	$\dfrac{\Delta\sigma}{q/z}$	x/z	$\dfrac{\Delta\sigma}{q/z}$
0	0.637	0.7	0.287
0.1	0.624	0.8	0.237
0.2	0.589	0.9	0.194
0.3	0.536	1.0	0.159
0.4	0.473	1.5	0.060
0.5	0.407	2.0	0.025
0.6	0.344	3.0	0.006

8.8 Esfuerzo vertical bajo un área circular uniformemente cargada

Utilizando la solución de Boussinesq para el esfuerzo vertical $\Delta\sigma$ causado por una carga puntual [ecuación (8.18)], también podemos desarrollar una expresión para el esfuerzo vertical por debajo del centro de un área circular flexible de carga uniforme.

De la figura 8.11, haga que la intensidad de la presión en el área circular de radio R sea igual a q. La carga total en el área elemental (sombreada en la figura) $= qr\,dr\,d\alpha$. El esfuerzo

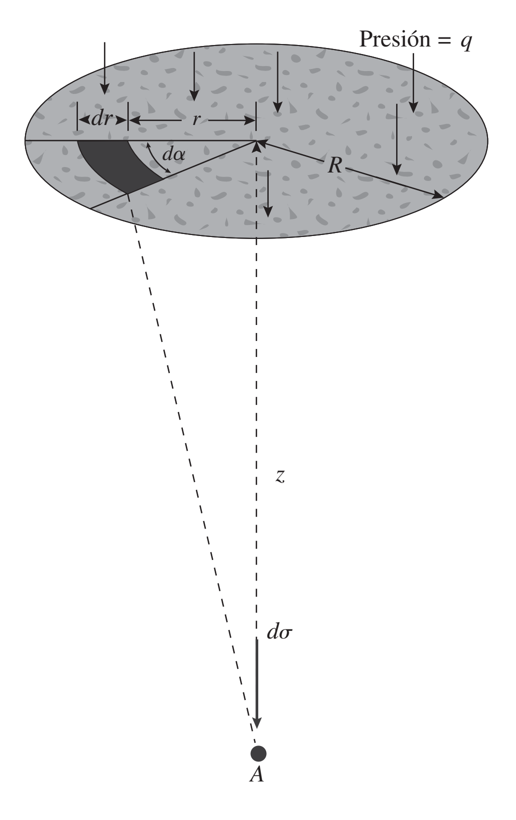


Figura 8.11 Esfuerzo vertical debajo del centro de un área circular flexible de carga uniforme

vertical, $d\sigma$, en el punto A causado por la carga en el área elemental (que puede suponerse como una carga concentrada) se puede obtener de la ecuación (8.18):

$$d\sigma = \frac{3(qr\,dr\,d\alpha)}{2\pi}\frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \tag{8.23}$$

El aumento del esfuerzo en el punto A causado por toda la zona de carga se puede encontrar mediante la integración de la ecuación (8.23), o

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{\alpha=0}^{\alpha=2\pi}\int_{r=0}^{r=R}\frac{3q}{2\pi}\frac{z^3 r}{(r^2 + z^2)^{5/2}}\,dr\,d\alpha$$

Así

$$\Delta\sigma = q\left\{1 - \frac{1}{[(R/z)^2 + 1]^{3/2}}\right\} \tag{8.24}$$

La variación de $\Delta\sigma/q$ con z/R se obtiene a partir de la ecuación (8.24), como se da en la tabla 8.4. Observe que el valor de $\Delta\sigma$ disminuye rápidamente con la profundidad, y en $z = 5R$ es de aproximadamente 6% de q, que es la intensidad de la presión en la superficie del suelo.

La ecuación (8.24) es válida para la determinación de aumento de esfuerzo vertical ($\Delta\sigma$) a cualquier profundidad z por debajo del centro de la zona circular flexible cargada. Del mismo modo, el aumento del esfuerzo a cualquier profundidad z situado a una distancia radial r medida horizontalmente desde el centro del área cargada puede obtenerse con

$$\Delta\sigma = f\left(q, \frac{r}{R}, \frac{z}{R}\right)$$

o

$$\frac{\Delta\sigma}{q} = I_2 \tag{8.25}$$

La variación de I_2 con r/R y z/R se da en la tabla 8.5.

Tabla 8.4 Variación de $\Delta\sigma/q$ con z/R [ecuación (8.24)]

z/R	$\Delta\sigma/q$	z/R	$\Delta\sigma/q$
0	1	1.0	0.6465
0.02	0.9999	1.5	0.4240
0.05	0.9998	2.0	0.2845
0.1	0.9990	2.5	0.1996
0.2	0.9925	3.0	0.1436
0.4	0.9488	4.0	0.0869
0.5	0.9106	5.0	0.0571
0.8	0.7562		

Tabla 8.5 Variación de I_2 [ecuación (8.25)]

	r/R					
z/R	**0**	**0.2**	**0.4**	**0.6**	**0.8**	**1.0**
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.1	0.999	0.999	0.998	0.996	0.976	0.484
0.2	0.992	0.991	0.987	0.970	0.890	0.468
0.3	0.976	0.973	0.963	0.922	0.793	0.451
0.4	0.949	0.943	0.920	0.860	0.712	0.435
0.5	0.911	0.902	0.869	0.796	0.646	0.417
0.6	0.864	0.852	0.814	0.732	0.591	0.400
0.7	0.811	0.798	0.756	0.674	0.545	0.367
0.8	0.756	0.743	0.699	0.619	0.504	0.366
0.9	0.701	0.688	0.644	0.570	0.467	0.348
1.0	0.646	0.633	0.591	0.525	0.434	0.332
1.2	0.546	0.535	0.501	0.447	0.377	0.300
1.5	0.424	0.416	0.392	0.355	0.308	0.256
2.0	0.286	0.286	0.268	0.248	0.224	0.196
2.5	0.200	0.197	0.191	0.180	0.167	0.151
3.0	0.146	0.145	0.141	0.135	0.127	0.118
4.0	0.087	0.086	0.085	0.082	0.080	0.075

8.9 Esfuerzo vertical causado por un área rectangular cargada

La solución de Boussinesq también se puede utilizar para calcular el incremento de esfuerzo vertical por debajo de un área rectangular flexible cargada, como se muestra en la figura 8.12. La zona de carga está situada en la superficie del suelo y tiene longitud L y anchura B. La carga distribuida de manera uniforme por unidad de área es igual a q. Para determinar el aumento del esfuerzo vertical $\Delta\sigma$ en el punto A situado a una profundidad z por debajo de la esquina del área rectangular, debemos tener en cuenta una pequeña zona elemental $dx\, dy$ del rectángulo (figura 8.12). La carga en esta zona elemental puede ser obtenida con

$$dq = q\, dx\, dy \tag{8.26}$$

El incremento en el esfuerzo $d\sigma$ en el punto A causado por la carga dq se puede determinar mediante el uso de la ecuación (8.18). Sin embargo, tenemos que sustituir P con $dq = q\, dx\, dy$ y r^2 con $x^2 + y^2$. Por lo tanto,

$$d\sigma = \frac{3q\, dx\, dy\, z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \tag{8.27}$$

El incremento en esfuerzo $\Delta\sigma$ en el punto A causado por toda el área cargada ahora puede determinarse mediante la integración de la ecuación anterior:

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{y=0}^{B} \int_{x=0}^{L} \frac{3qz^3(dx\, dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = qI_3 \tag{8.28}$$

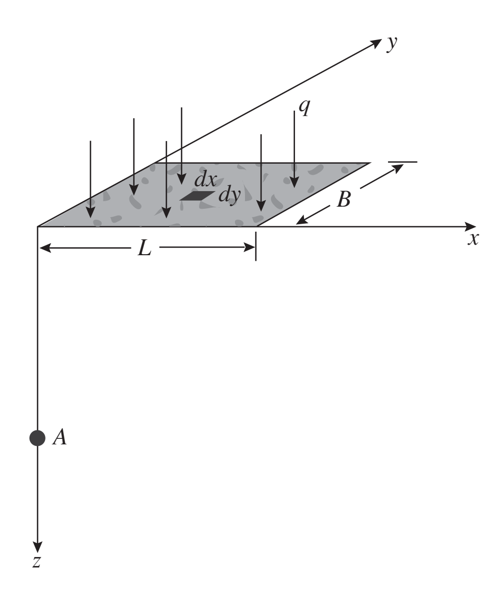


Figura 8.12 Esfuerzo vertical debajo de la esquina de un área rectangular flexible uniformemente cargada

donde

$$I_3 = \frac{1}{4\pi}\left[\frac{2m'n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}{m'^2 + n'^2 + m'^2n'^2 + 1}\left(\frac{m'^2 + n'^2 + 2}{m'^2 + n'^2 + 1}\right) + \tan^{-1}\left(\frac{2m'n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}{m'^2 + n'^2 - m'^2n'^2 + 1}\right)\right] \quad (8.29)$$

$$m' = \frac{B}{z} \quad (8.30)$$

$$n' = \frac{L}{z} \quad (8.31)$$

El término arco tangente en la ecuación (8.29) debe ser un ángulo positivo en radianes. Cuando $m'^2 + n'^2 + 1 < m'^2n'^2$ se convierte en un ángulo negativo. Por lo tanto, debe añadirse un término π a ese ángulo.

La variación de I_3 con m' y n' se muestra en la figura 8.13.

El aumento del esfuerzo en cualquier punto por debajo de un área rectangular cargada se puede encontrar mediante el uso de la ecuación (8.28) y la figura 8.13. Este concepto se puede explicar más haciendo referencia a la figura 8.14. Determinemos el esfuerzo en un punto por debajo del punto A' a una profundidad z. El área cargada se puede dividir en cuatro rectángulos como se muestra. El punto A' es la esquina común a los cuatro rectángulos. El aumento del esfuerzo a la profundidad z por debajo del punto A' debido a cada área rectangular ahora se puede calcular utilizando la ecuación (8.28). El aumento total del esfuerzo causado por la totalidad del área cargada puede obtenerse con

$$\Delta\sigma = q[I_{3(1)} + I_{3(2)} + I_{3(3)} + I_{3(4)}] \quad (8.32)$$

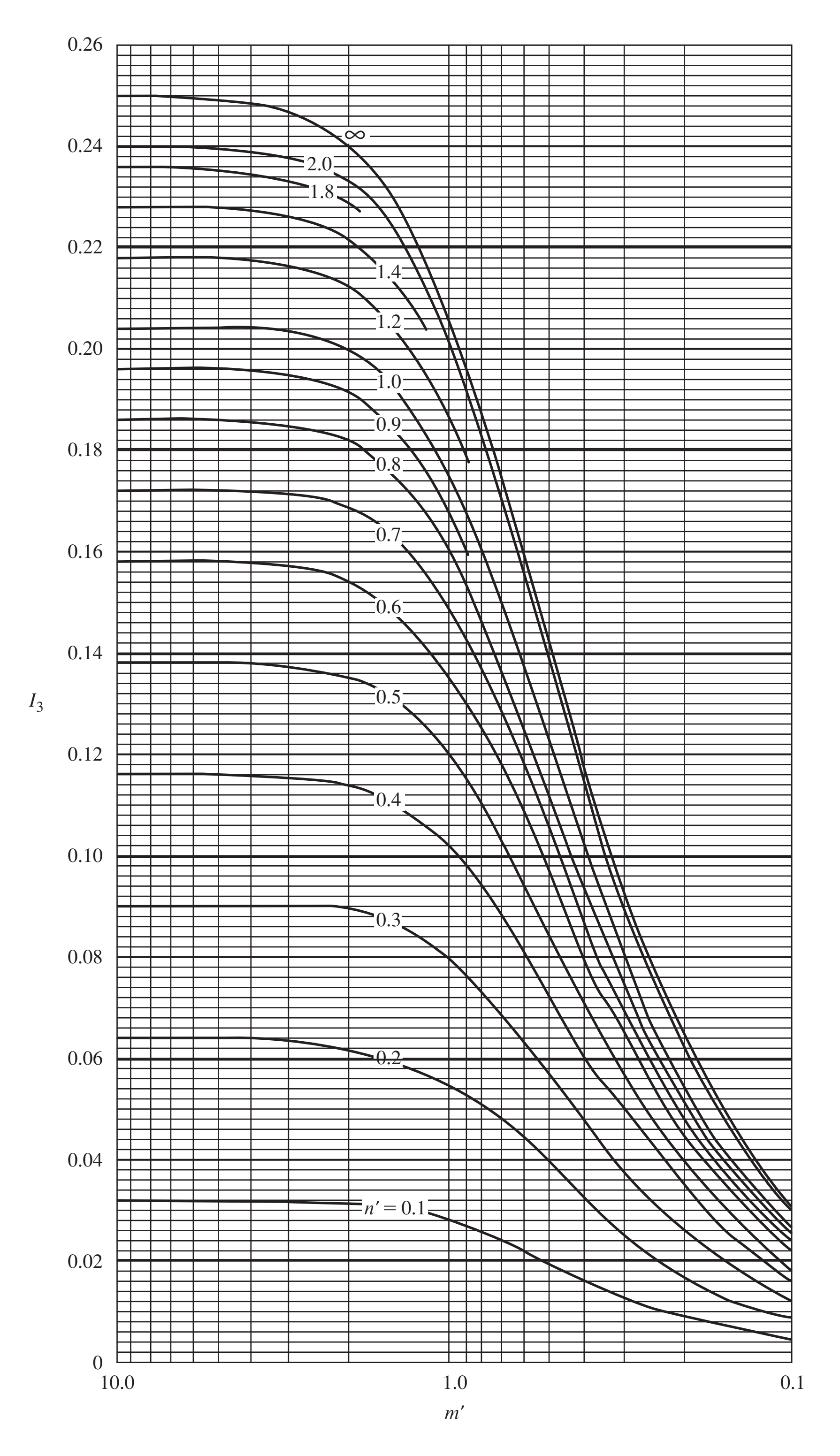


Figura 8.13 Variación de I_3 con m' y n'

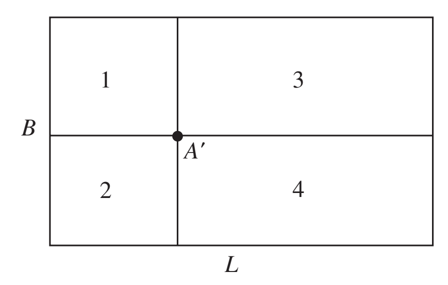


Figura 8.14 Aumento del esfuerzo en cualquier punto debajo de un área rectangular flexible cargada

En muchas circunstancias puede ser necesario calcular el aumento del esfuerzo por debajo del centro de un área rectangular uniformemente cargada. Por conveniencia, el aumento del esfuerzo se puede expresar como

$$\Delta\sigma_c = qI_c \tag{8.33}$$

donde

$$I_c = f(m_1, n_1) \tag{8.34}$$

$$m_1 = \frac{L}{B} \tag{8.35}$$

y

$$n_1 = \frac{z}{\dfrac{B}{2}} \tag{8.36}$$

La tabla 8.6 muestra la variación de I_c con m_1 y n_1.

Tabla 8.6 Variación de I_c con m_1 y n_1 [ecuación (8.33)]

	m_1									
n_1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303

(*continúa*)

Tabla 8.6 (*continuación*)

	m_1									
n_1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

Ejemplo 8.5

En la figura 8.15a se muestra el plano de un área rectangular uniformemente cargada. Determine el aumento del esfuerzo $\Delta\sigma$ por debajo del punto A' a una profundidad $z = 4$ m.

Solución

El aumento de esfuerzo $\Delta\sigma$ puede escribirse como

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2$$

donde $\Delta\sigma_1$ = aumento de esfuerzo debido al área cargada que se muestra en la figura 8.15b
$\Delta\sigma_2$ = aumento de esfuerzo debido al área cargada que se muestra en la figura 8.15c

Para el área cargada mostrada en la figura 8.15b:

$$m' = \frac{B}{z} = \frac{2}{4} = 0.5$$

$$n' = \frac{L}{z} = \frac{4}{4} = 1$$

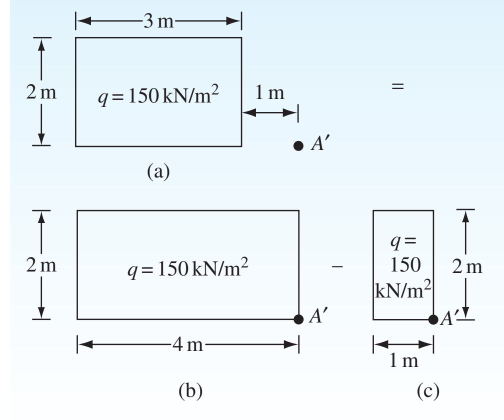


Figura 8.15

De la figura 8.13 para $m' = 0.5$ y $n' = 1$, el valor de $I_3 = 0.1225$. Por lo tanto, $\Delta\sigma_1 = qI_3 = (150)(0.1225) = 18.38\ \text{kN/m}^2$

Del mismo modo, para el área de carga se muestra en la figura 8.15c:

$$m' = \frac{B}{z} = \frac{1}{4} = 0.25$$

$$n' = \frac{L}{z} = \frac{2}{4} = 0.5$$

Así que, $I_3 = 0.0473$. Entonces

$$\Delta\sigma_2 = (150)(0.0473) = 7.1\ \text{kN/m}^2$$

Por lo tanto

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2 = 18.38 - 7.1 = \mathbf{11.28\ kN/m^2}$$

8.10 Resumen

Este capítulo se divide en dos partes: (i) desarrollo del concepto de esfuerzo efectivo y (ii) procedimiento para estimar el aumento del esfuerzo vertical en el suelo debido a diversos tipos de carga en la superficie utilizando la teoría de la elasticidad. A continuación se presenta un breve resumen de los puntos tratados.

1. Esfuerzo efectivo (σ') es una porción del esfuerzo total en un perfil de suelo que es transportado por el esqueleto del suelo hasta su punto de contacto. El esfuerzo efectivo puede ser dado por la relación

$$\sigma' = \sigma - u$$

2. Gradiente hidráulico crítico (i_{cr}) en el suelo para provocar ebullición: se da como la razón del peso unitario efectivo de suelo (γ') con el peso unitario de agua (γ_w).
3. Fuerza por unidad de volumen de suelo (F) debida a la filtración: se puede dar como

$$F = i\gamma_w$$

4. Relaciones para el *aumento del esfuerzo vertical* ($\Delta\sigma$) a una profundidad dada z debido a diversos tipos de carga en la superficie: se resumen a continuación,

Carga	Ecuación número(s)
Carga puntual	8.18
Carga lineal	8.21
Carga circular	8.24, 8.25
Rectangular load	8.28 y 8.33

Problemas

8.1 a 8.5 Consulte la figura 8.16. Calcule σ, u y σ' en A, B, C y D en los siguientes casos, y la trama de las variaciones con la profundidad. (*Nota*: e = índice de huecos, w = contenido de humedad, G_s = gravedad específica de sólidos del suelo, γ_d = peso unitario seco y γ_{sat} = peso unitario saturado.)

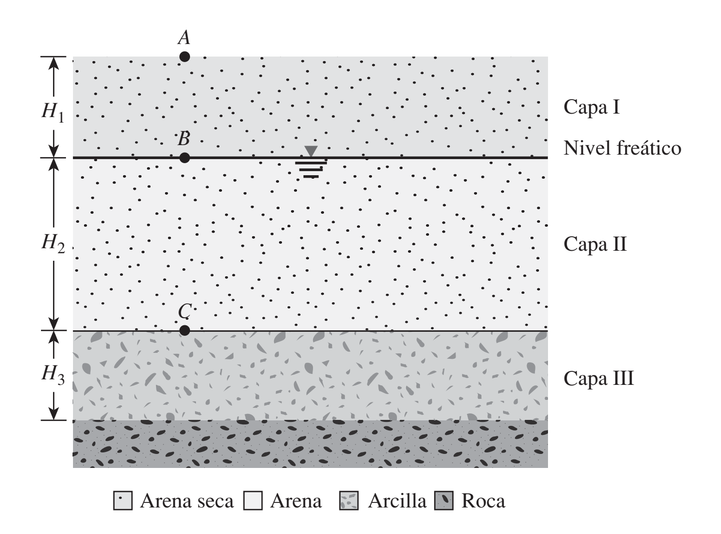


Figura 8.16

Problema	Detalle de la capa de suelo		
	I	II	III
8.1	$H_1 = 1.5$ m $\gamma_d = 17.6$ kN/m^3	$H_2 = 1.83$ m $\gamma_{sat} = 18.87$ kN/m^3	$H_3 = 2.44$ m $\gamma_{sat} = 19.65$ kN/m^3
8.2	$H_1 = 1.5$ m $\gamma_d = 15.72$ kN/m^3	$H_2 = 3.05$ m $\gamma_{sat} = 18.24$ kN/m^3	$H_3 = 2.74$ m $\gamma_{sat} = 19.18$ kN/m^3
8.3	$H_1 = 3$ m $\gamma_d = 15$ kN/m^3	$H_2 = 4$ m $\gamma_{sat} = 16$ kN/m^3	$H_3 = 5$ m $\gamma_{sat} = 18$ kN/m^3
8.4	$H_1 = 4$ m $e = 0.4$ $G_s = 2.62$	$H_2 = 5$ m $e = 0.6$ $G_s = 2.68$	$H_3 = 3$ m $e = 0.81$ $G_s = 2.73$
8.5	$H_1 = 4$ m $e = 0.6$ $G_s = 2.65$	$H_2 = 3$ m $e = 0.52$ $G_s = 2.68$	$H_3 = 1.5$ m $w = 40\%$ $e = 1.1$

8.6 Consulte el perfil del suelo que se muestra en la figura 8.17. Dadas $H_1 = 4$ m y $H_2 = 3$ m, y si el nivel freático alcanza los 2 m por debajo de la superficie del suelo, ¿cuál será el cambio neto en el esfuerzo efectivo en la parte inferior de la capa de arcilla?

8.7 Refiérase a la figura 8.3a, en la que hay una filtración ascendente de agua. Si: $H_1 = 1.5$ m, $H_2 = 2.5$ m, $h = 1.5$ m, $\gamma_{sat} = 18.6$ kN/m^3 y $k = 0.13$ cm/s, ¿cuál es la fuerza de filtración ascendente por unidad de volumen de suelo?

8.8 En el problema 8.7, ¿cuál es la tasa de filtración ascendente de agua? Dados: conductividad hidráulica del suelo, $k = 0.13$ cm/s, y área del depósito $= 0.52$ m^2. Escriba la respuesta en m^3/min.

8.9 Una arena tiene $G_s = 2.66$. Calcule el gradiente hidráulico que hará hervir para $e = 0.35$, 0.45, 0.55, 0.7 y 0.8.

8.10 Una capa de arcilla saturada rígida de 6 m de espesor está sustentada por una capa de arena (figura 8.18). La arena está bajo presión artesiana. Calcule la profundidad de corte máxima, H, que se puede hacer en la arcilla.

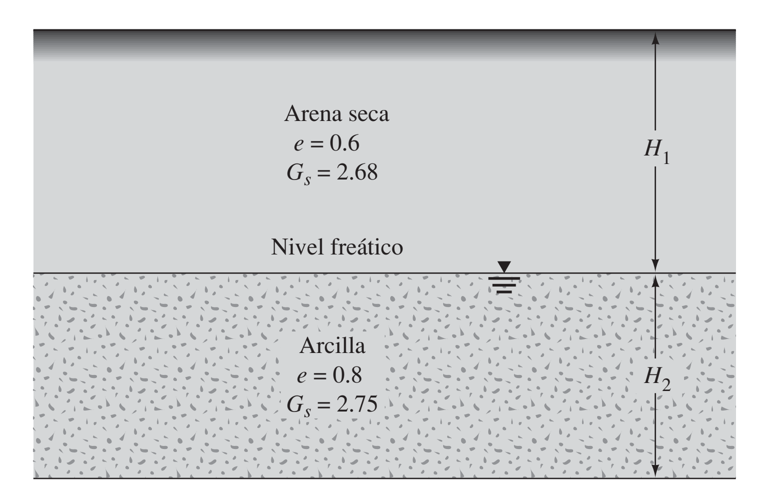


Figura 8.17

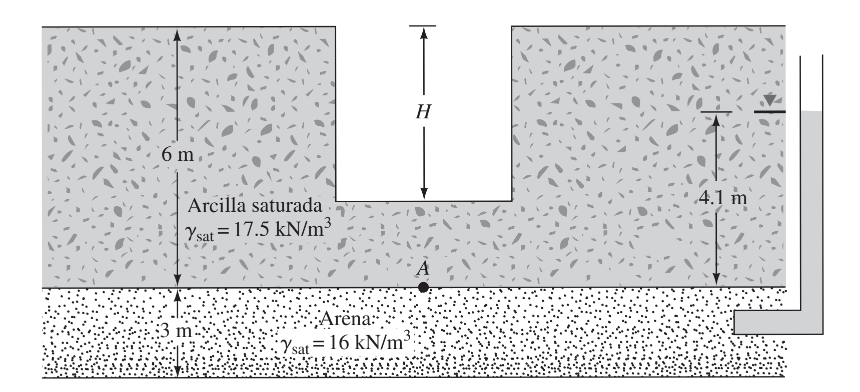


Figura 8.18 Capa de arcilla saturada sustentada por una capa de arena

8.11 Refiérase a la figura 8.9. Dado $P = 30$ kN, determine el aumento de esfuerzo vertical en un punto con $x = 5$ m, $y = 4$ m y $z = 6$ m. Use la solución de Boussinesq.

8.12 Cargas puntuales de magnitud 9, 18 y 27 kN actúan en A, B y C, respectivamente (figura 8.19). Determine el aumento del esfuerzo vertical a una profundidad de 3 m por debajo del punto D. Use la ecuación de Boussinesq.

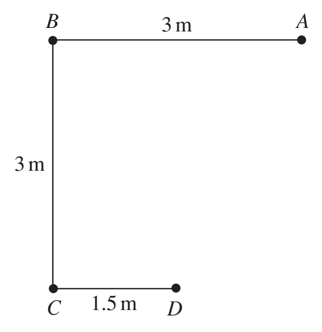


Figura 8.19

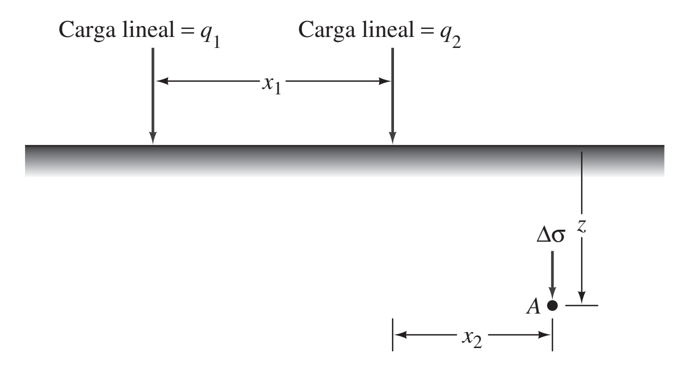


Figura 8.20 Esfuerzo sobre un punto debido a dos cargas lineales

8.13 Refiérase a la figura 8.10. La magnitud de la carga de la línea q es 45 kN/m. Calcule y represente gráficamente la variación del aumento de tensión vertical, $\Delta\sigma$, entre los límites de $x = -10$ m y $x = +10$ m, si $z = 4$ m.

8.14 Refiérase a la figura 8.20. Determine el aumento de esfuerzo vertical, $\Delta\sigma$, en el punto A con los siguientes valores:

$q_1 = 100$ kN/m $\quad x_1 = 3$ m $\quad z = 2$ m
$q_2 = 200$ kN/m $\quad x_2 = 2$ m

8.15 Considere una zona flexible circular cargada en la superficie del suelo. Dados: radio del área circular, $R = 3$ m, y carga uniformemente distribuida, $q = 250$ kN/m^2, calcule el aumento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma$ en un punto situado a 5 m (z) por debajo de la superficie del suelo (inmediatamente por debajo del centro de la zona circular).

8.16 En la figura 8.21 se muestra el plano de un área rectangular flexible cargada. La carga uniformemente distribuida sobre el área flexible (q) es de 400 kN/m^2. Determine el aumento del esfuerzo vertical ($\Delta\sigma$) a una profundidad de $z = 5$ m por debajo de:

a. El punto A. **b**. El punto B. **c**. El punto C.

8.17 Refiérase a la figura 8.22. El área circular flexible está cargada de manera uniforme. Dado: $q = 320$ kN/m^2, determine el aumento de la tensión vertical $\Delta\sigma$ en el punto A.

8.18 Refiérase a la figura 8.23. El área flexible está cargada uniformemente. Dado: $q = 300$ kN/m^2, determine el aumento de tensión vertical en el punto A' ubicado a una profundidad de 3 m por abajo del punto A (como se muestra en el plano).

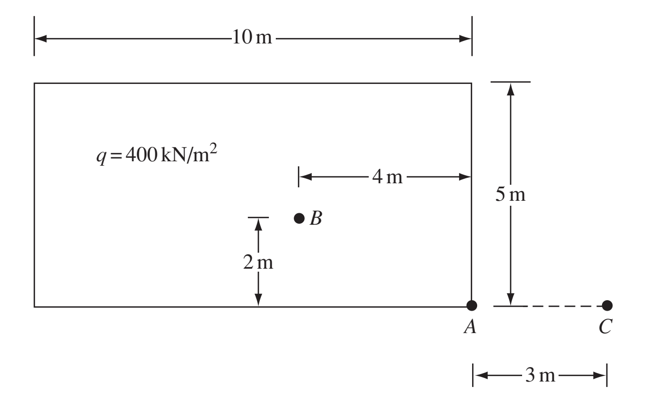


Figura 8.21

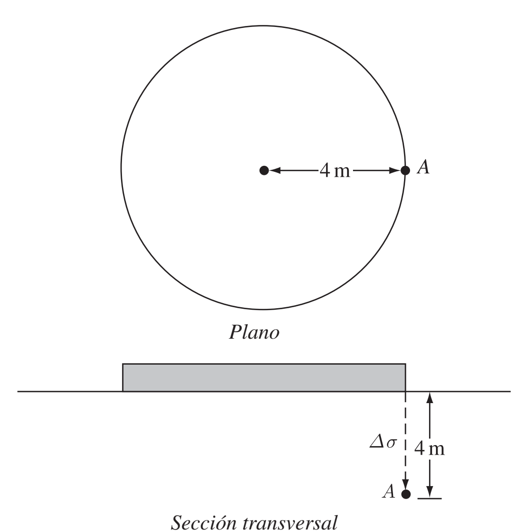


Figura 8.22

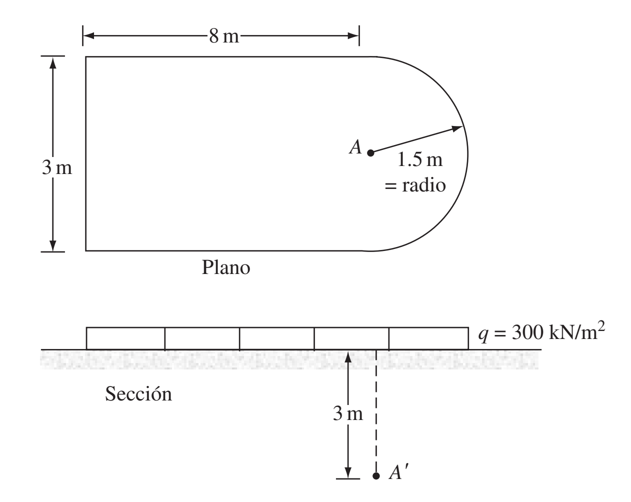


Figura 8.23

Referencias

Boussinesq, J. (1883). *Application des Potentials à L'Etude de L'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques*, Gauthier–Villars, Paris.

Skempton, A. W. (1960). "Correspondence," *Geotechnique*, Vol. 10, No. 4, 186.

Terzaghi, K. (1922). "Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung," Die Wasserkraft, Vol. 17, 445–449.

Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, Deuticke, Vienna.

Terzaghi, K. (1936). "Relation between Soil Mechanics and Foundation Engineering: Presidential Address," *Proceedings*, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Boston, Vol. 3, 13–18.

CAPÍTULO 9

Consolidación

9.1 Introducción

Un aumento de esfuerzo causado por la construcción de cimientos u otras cargas comprime las capas de suelo. La compresión es causada por (a) la deformación de partículas del suelo, (b) la reorientación de las partículas del suelo y (c) la expulsión de aire o agua de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo causado por la carga puede dividirse en dos amplias categorías:

1. *Asentamiento elástico*, que es causado por la deformación elástica del suelo seco y de los suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de humedad. Los cálculos de los asentamientos elásticos se basan generalmente en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
2. *Asentamiento de consolidación*, que es el resultado del cambio de volumen en un suelo cohesivo saturado debido a la expulsión de agua intersticial. El asentamiento de consolidación es dependiente del tiempo.

Este capítulo está dedicado al estudio de la consolidación e incluye:

- Un resumen de la prueba de la consolidación en el laboratorio.
- Evolución de los parámetros necesarios para el cálculo del asentamiento de consolidación.
- Rapidez de cambio de consolidación.
- Consolidación secundaria, que es el resultado del ajuste plástico del suelo.
- Procedimiento para el cálculo del asentamiento de consolidación de las cimentaciones superficiales.

El asentamiento elástico de las cimentaciones superficiales se presenta en el capítulo 17.

9.2 Principios de consolidación

Cuando una capa de suelo saturado se somete a un aumento del esfuerzo, la presión del agua intersticial se incrementa repentinamente. En los suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el aumento en la presión de agua intersticial se completa inmediatamente. Este drenaje de agua intersticial se acompaña de una reducción en el volumen de la masa de suelo, lo que se traduce en asentamiento. Debido al rápido drenaje

del agua intersticial en suelos arenosos, el asentamiento elástico y de consolidación ocurren simultáneamente.

Cuando una capa de arcilla compresible saturada se somete a un aumento del esfuerzo, el asentamiento elástico se produce inmediatamente. Debido a que la conductividad hidráulica de la arcilla es significativamente menor que la de la arena, el exceso de presión de poros generado por la carga se disipa gradualmente durante un largo periodo. Por lo tanto, el cambio de volumen asociado (es decir, la consolidación) en la arcilla puede continuar por mucho tiempo después del asentamiento elástico. El asentamiento causado por consolidación en arcilla puede ser varias veces mayor que el asentamiento elástico.

La deformación dependiente del tiempo de suelo arcilloso saturado puede entenderse mejor teniendo en cuenta un modelo simple que consiste en un cilindro con un resorte en su centro. Sea el área dentro de la sección transversal del cilindro igual a A. El cilindro está lleno de agua y tiene un pistón impermeable sin fricción unido a un resorte y una válvula, como se muestra en la figura 9.1a. En este momento, si colocamos una carga P sobre el pistón (figura 9.1b) y mantenemos la válvula cerrada, toda la carga será tomada por el agua en el cilindro porque el agua es *incompresible*. El resorte no pasará por ninguna deformación. El exceso de presión hidrostática en este momento se puede dar como

$$\Delta u = \frac{P}{A} \tag{9.1}$$

Este valor se puede observar en el indicador de presión unido al cilindro.

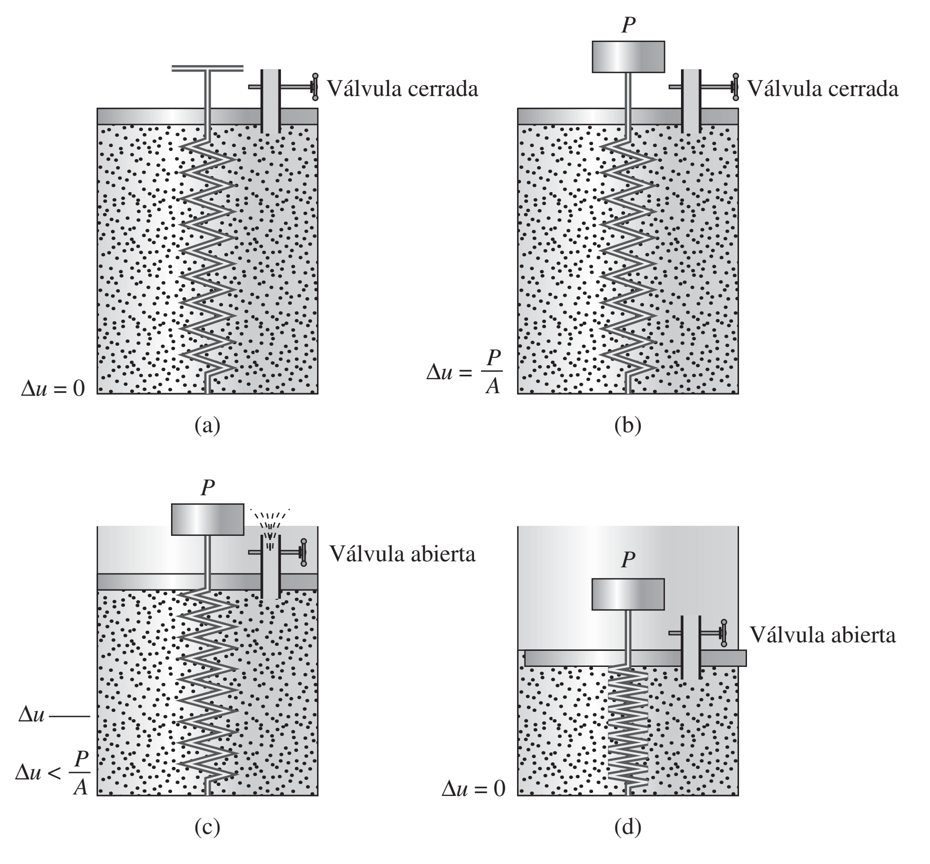


Figura 9.1 Modelo cilindro-resorte

En general, podemos escribir

$$P = P_s + P_w \tag{9.2}$$

donde P_s = carga soportada por el resorte y P_w = carga transportada por el agua.

De la discusión anterior, podemos ver que cuando la válvula se cierra después de la colocación de la carga P,

$$P_s = 0 \quad \text{y} \quad P_w = P$$

Ahora, si se abre la válvula, el agua fluirá hacia el exterior (figura 9.1c). Este flujo se acompaña de una reducción de la presión hidrostática y un aumento en la compresión del resorte. Por lo tanto, en este momento la ecuación (9.2) se mantendrá. Sin embargo,

$$P_s > 0 \quad \text{y} \quad P_w < P \qquad (\text{es decir, } \Delta u < P/A)$$

Después de algún tiempo el exceso de presión hidrostática se convertirá en cero y el sistema alcanzará un estado de equilibrio, como se muestra en la figura 9.1d. Ahora podemos escribir

$$P_s = P \quad \text{y} \quad P_w = 0$$

y

$$P = P_s + P_w$$

Con esto en mente, podemos analizar la deformación de una capa de arcilla saturada sometida a un aumento del estrés (figura 9.2a). Consideremos el caso en el que una capa de arcilla saturada de espesor H que está confinada entre dos capas de arena está siendo sometida a un aumento instantáneo del *esfuerzo total* $\Delta\sigma$. Este incremento del esfuerzo total se transmitirá al agua intersticial y los sólidos del suelo. Esto significa que el esfuerzo total, $\Delta\sigma$, se divide en alguna proporción entre el esfuerzo y la presión efectiva del agua del poro. El cambio en el comportamiento del esfuerzo efectivo será similar al del resorte en la figura 9.1 y el cambio en el comportamiento de la presión del agua intersticial será similar al del exceso de presión hidrostática de la figura 9.1. A partir del principio de esfuerzo efectivo (capítulo 8), se deduce que

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \tag{9.3}$$

donde

$\Delta\sigma'$ = aumento del esfuerzo efectivo
$\Delta\sigma$ = aumento de la presión de agua intersticial

Dado que la arcilla tiene muy baja conductividad hidráulica y el agua es incompresible, en comparación con la estructura del suelo, en el tiempo $t = 0$ todo el aumento del esfuerzo $\Delta\sigma$ será arrastrado por el agua ($\Delta\sigma = \Delta u$) en todas las profundidades (figura 9.2b). Ninguno será llevado por la estructura del suelo (es decir, el aumento del esfuerzo efectivo, $\Delta\sigma' = 0$).

Después de la aplicación del esfuerzo incremental, $\Delta\sigma$, a la capa de arcilla, el agua intersticial comenzará a ser exprimida hacia fuera y drenará en ambas direcciones en las capas de arena. Por este proceso, el exceso de presión de agua intersticial a cualquier profundidad en la capa de arcilla disminuirá gradualmente y el esfuerzo transportado por los sólidos del suelo (esfuerzo efectivo) se incrementará. Por lo tanto, en el tiempo $0 < t < \infty$,

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \qquad (\Delta\sigma' > 0 \;\; \text{y} \;\; \Delta u < \Delta\sigma)$$

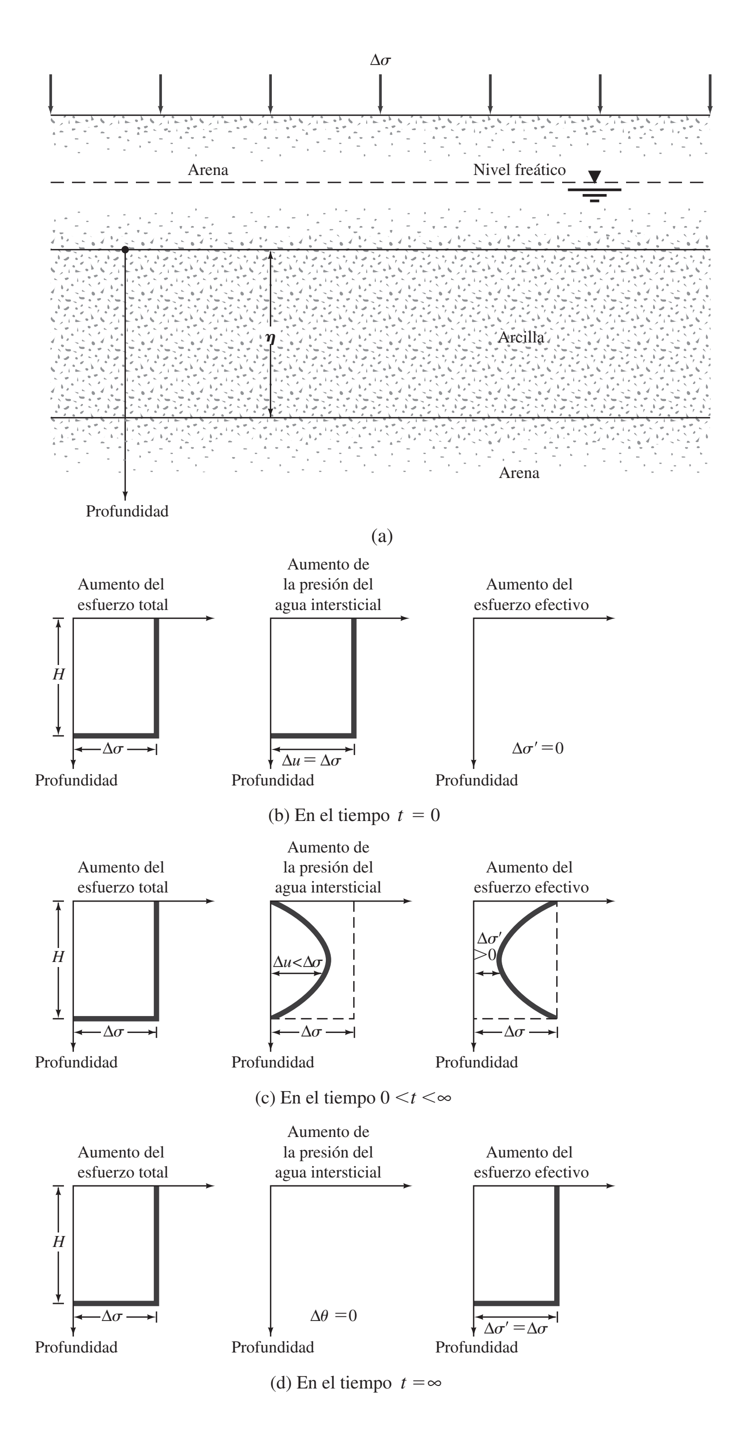


Figura 9.2 Variación del esfuerzo total, la presión de agua intersticial y el esfuerzo efectivo en una capa de arcilla drenada en la parte superior y la parte inferior como resultado de un esfuerzo añadido, $\Delta\sigma$

Sin embargo, la magnitud de $\Delta\sigma'$ y Δu en varias profundidades va a cambiar (figura 9.2c), dependiendo de la distancia mínima del patrón de drenaje de la capa de arena superior o inferior.

Teóricamente, en el tiempo $t = \infty$, todo el exceso de presión del agua intersticial se disiparía por el drenaje de todos los puntos de la capa de arcilla, dando así $\Delta u = 0$. Entonces, el aumento del esfuerzo total $\Delta\sigma$ se transportaría por la estructura del suelo (figura 9.2d), por lo que

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'$$

Este proceso gradual de drenaje bajo la aplicación de una carga adicional y la transferencia del exceso de presión del agua intersticial asociada al esfuerzo efectivo provoca el asentamiento dependiente del tiempo (consolidación) en la capa de arcilla del suelo.

9.3 Prueba de consolidación de laboratorio unidimensional

El procedimiento de prueba de consolidación unidimensional fue sugerido por primera vez por Terzaghi (1925). Esta prueba se lleva a cabo en un consolidómetro (a veces referido como un edómetro). La figura 9.3 es el diagrama esquemático de un consolidómetro. La muestra de suelo se coloca dentro de un anillo de metal con dos piedras porosas, una en la parte superior de la probeta y otra en la parte inferior. Los especímenes tienen generalmente 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga de la probeta es aplicada a través de un brazo de palanca y la compresión se mide mediante un micrómetro calibrado. Durante la prueba, la muestra se mantiene bajo el agua. Cada carga generalmente se mantiene durante 24 horas. Después de eso la carga por lo general se duplica, duplicando así la presión sobre la muestra, y se continúa con la medición de la compresión. Al final de la prueba, se determina el peso en seco de la muestra de ensayo. La figura 9.4 muestra una prueba de consolidación en curso (lado derecho).

La forma general de la gráfica de deformación de la muestra en función del tiempo para un incremento de carga dada se muestra en la figura 9.5.

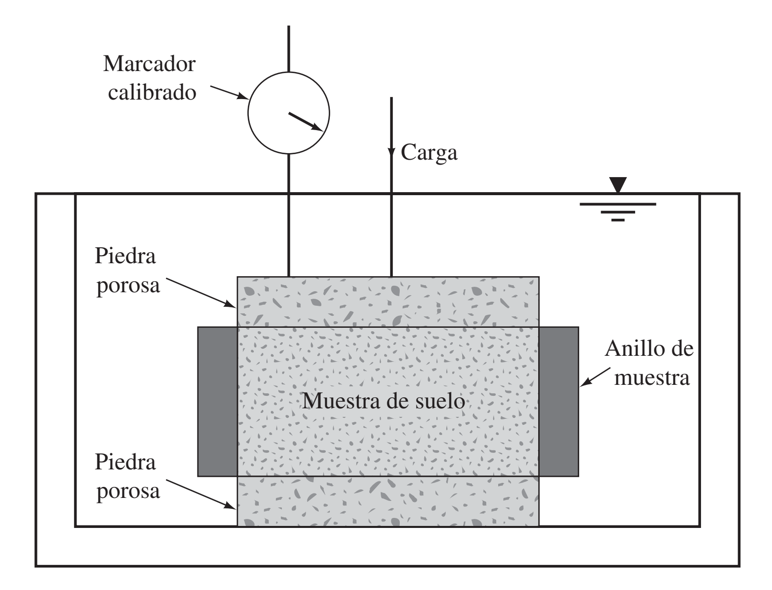


Figura 9.3 Consolidómetro

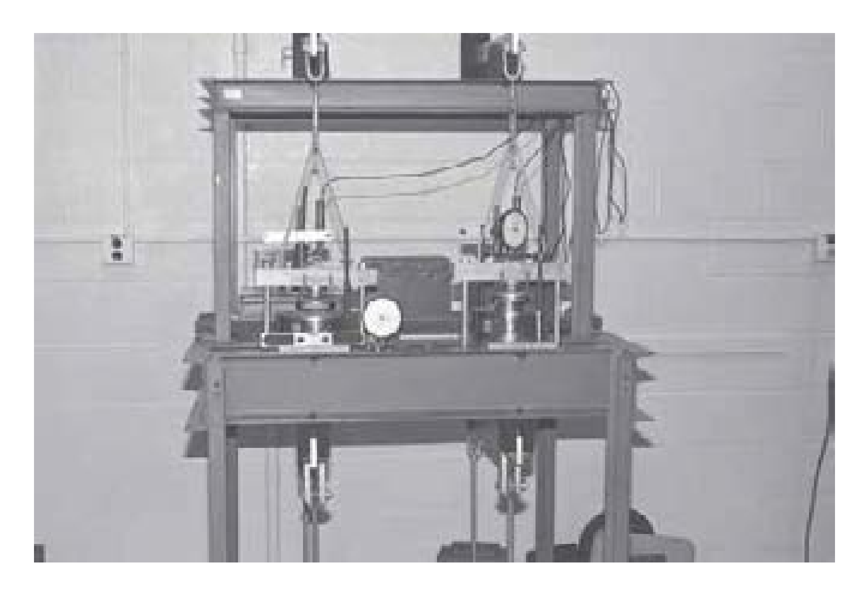


Figura 9.4 Prueba de consolidación en progreso (lado derecho) (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

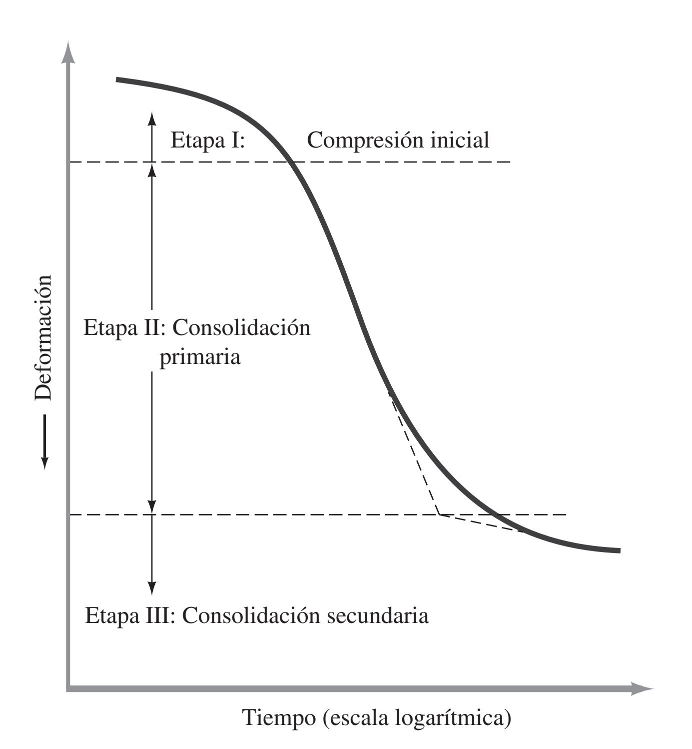


Figura 9.5 Gráfica de deformación en función del tiempo durante una consolidación para un incremento particular de la carga.

A partir del diagrama de la figura 9.5 se puede observar que hay tres etapas, que son:

Etapa I: Compresión inicial, que es causada sobre todo por la precarga.
Etapa II: Consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión del agua intersticial se transfiere gradualmente en esfuerzo efectivo por la expulsión de la misma.
Etapa III: Consolidación secundaria, se produce después de la disipación total del exceso de presión del agua intersticial, cuando se lleva a cabo alguna deformación de la muestra debido al reajuste plástico del suelo.

9.4 Índice de vacíos-puntos de presión

Después de obtener las gráficas de deformación en función del tiempo para diversas cargas en el laboratorio, es necesario estudiar el cambio en el índice de vacíos de la muestra con presión. A continuación se presenta un procedimiento paso a paso:

1. Calcular la altura de sólidos, H_s, en la muestra de suelo (figura 9.6):

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s\gamma_w} \tag{9.4}$$

donde

W_s = peso seco de la muestra
A = área de la muestra
G_s = gravedad específica de sólidos del suelo
γ_w = peso unitario de agua

2. Calcular la altura inicial de vacíos, H_v:

$$H_v = H - H_s \tag{9.5}$$

donde H = altura inicial de la muestra.

3. Calcular el índice de vacíos inicial, e_0, de la muestra:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v}{H_s}\frac{A}{A} = \frac{H_v}{H_s} \tag{9.6}$$

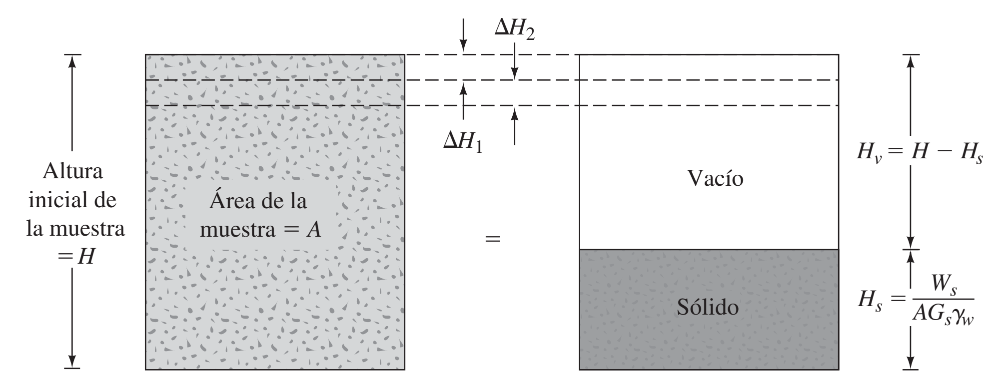


Figura 9.6 Cambio en la altura de la muestra en una prueba de consolidación en una dimensión

4. Para la primera carga gradual de σ_1 (carga total/unidad de área de la muestra), lo que provoca la deformación ΔH_1, calcular el cambio en la relación de vacíos Δe_1:

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \tag{9.7}$$

ΔH_1 se obtiene a partir de las lecturas del dial finales inicial y para la carga. En este momento la presión efectiva sobre la muestra es $\sigma' = \sigma_1 = \sigma'_1$.

5. Calcular el nuevo índice de vacíos, e_1, después de la consolidación causada por el incremento de presión σ_1:

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1 \tag{9.8}$$

Para la siguiente carga, σ_2 (*nota*: σ_2 es igual a la carga acumulada por unidad de área de la muestra), provoca la deformación adicional ΔH_2, la relación de vacío e_2, al final de la consolidación se puede calcular como

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s} \tag{9.9}$$

Tenga en cuenta que, en este momento, la presión efectiva sobre la muestra es $\sigma' = \sigma_2 = \sigma'_2$.

Procediendo de una manera similar, podemos obtener los índices de vacío al final de la consolidación para todos los incrementos de carga.

Las presiones efectivas ($\sigma = \sigma'$) y los índices de vacíos correspondientes (e) al final de la consolidación son impresos en papel cuadriculado semilogarítmico. La forma típica de este tipo de trama se muestra en la figura 9.7.

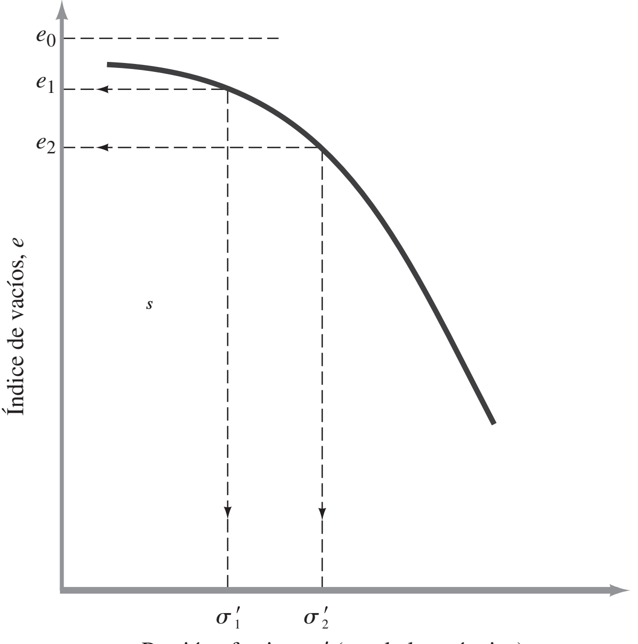


Figura 9.7 Gráfica típica de e en función de log σ'

9.5 Arcillas normalmente consolidadas y sobreconsolidadas

La figura 9.7 muestra que la parte superior de la gráfica *e*-log σ' está un poco curvada con una pendiente plana, seguida de una relación lineal para el índice de vacío con registro log σ' que tiene una pendiente pronunciada. Esto se puede explicar de la siguiente manera.

Un suelo en el campo a cierta profundidad ha sido sometido a una cierta presión efectiva máxima en su historia geológica. Esta presión puede ser igual o mayor que la presión de sobrecarga existente en el momento del muestreo. La reducción de la presión en el campo puede ser causada por procesos geológicos naturales o procesos humanos. Durante la toma de muestras del suelo, también se libera la presión de sobrecarga efectiva existente, lo que resulta en cierta expansión. Cuando esta muestra se somete a una prueba de consolidación, se producirá una pequeña cantidad de compresión (es decir, un pequeño cambio en el índice de vacíos) cuando la presión total aplicada es menor que la presión de sobrecarga efectiva máxima en el campo a la que el suelo fue sometido en el pasado. Cuando la presión total aplicada sobre la muestra es mayor que la presión máxima efectiva pasada, el cambio en el índice de vacío es mucho más grande y la relación *e*-log σ' es prácticamente lineal con una pendiente más pronunciada.

Esta relación puede ser verificada en el laboratorio mediante la carga de la muestra para superar la presión de sobrecarga máxima efectiva y, a continuación, descarga y carga de nuevo. La gráfica *e*-log σ' para estos casos se muestra en la figura 9.8, en la que *cd* representa descarga y *dfg* representa el proceso de recarga.

Esto nos lleva a las dos definiciones básicas de la arcilla sobre la base del esfuerzo histórico:

1. *Normalmente consolidada*: la presión de sobrecarga efectiva actual es la presión máxima a la que el suelo ha sido sometido en el pasado.

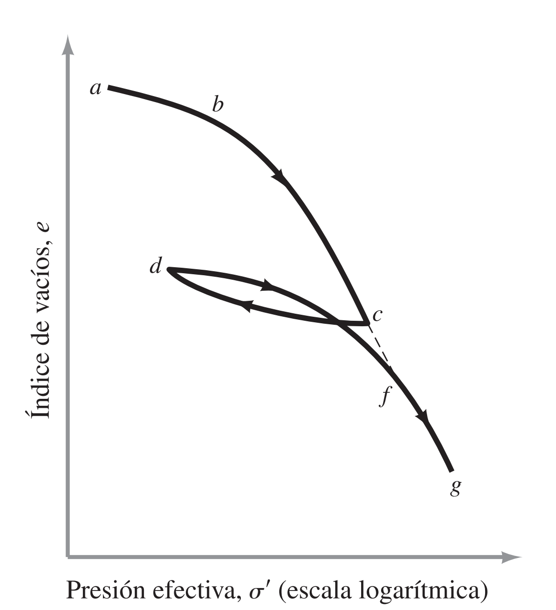


Figura 9.8 Gráfica de *e* en función de log σ' mostrando carga, sobrecarga y ramas de recarga

2. *Sobreconsolidados*: la presente presión de sobrecarga efectiva es menor que la que el suelo ha experimentado en el pasado. La presión máxima efectiva pasada se llama *presión de preconsolidación*.

La presión efectiva pasada no puede determinarse explícitamente debido a que es generalmente una función de los procesos geológicos y, en consecuencia, debe deducirse de los resultados de pruebas de laboratorio.

Casagrande (1936) sugirió una construcción gráfica simple para determinar la presión de preconsolidación, σ'_c, a partir de la gráfica de laboratorio e-log σ'. El procedimiento es el siguiente (vea la figura 9.9):

1. Por observación visual, establecer un punto a en el que la dirección de la gráfica e-log σ' tiene un radio mínimo de curvatura.
2. Dibujar una línea horizontal ab.
3. Dibujar la línea ac tangente en a.
4. Dibujar la línea ad, que es la bisectriz del ángulo bac.
5. Proyectar la parte recta gh de la gráfica e-log σ' y trazar de nuevo para intersectar ad en f. La abscisa del punto f es la presión de preconsolidación, σ'_c.

Ahora se puede definir el índice de sobreconsolidación (OCR) para un suelo como

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'}$$

donde

σ'_c = presión de preconsolidación de una muestra
σ' = presión vertical efectiva presente

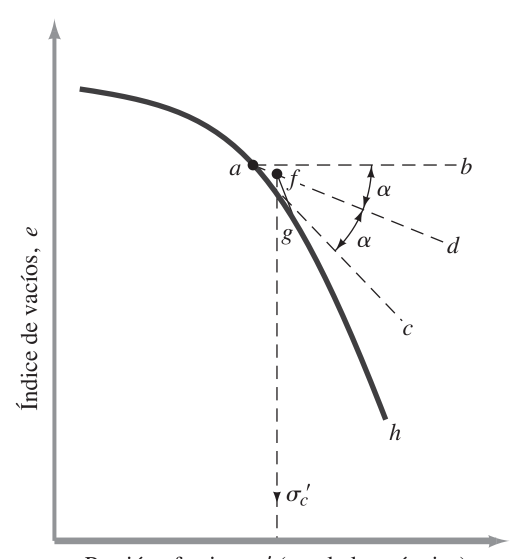


Figura 9.9 Procedimiento gráfico para determinar la presión de preconsolidación

9.6 Efecto de las perturbaciones en la relación índice de vacíos-presión

Una muestra de suelo es remodelada cuando se somete a cierto grado de perturbación. Esto afectará la relación del índice de vacíos-presión del suelo. Para un suelo arcilloso normalmente consolidado de baja a mediana sensibilidad (figura 9.10) bajo una presión de sobrecarga efectiva de σ'_o y con un índice de vacíos de e_0, el cambio en el índice de vacíos con un incremento de la presión en campo será más o menos como el mostrado por la curva 1. Ésta es la *curva de compresión inicial*, que es aproximadamente una línea recta en una gráfica semilogarítmica. Sin embargo, la curva de consolidación de laboratorio para una muestra del mismo suelo sin perturbaciones (curva 2) se localizará a la izquierda de la curva 1. Si el suelo está completamente remodelado y se lleva a cabo en él una prueba de consolidación, la posición general de la dirección de la gráfica e-log σ' estará representada por la curva 3. Las curvas 1, 2 y 3 se intersectarán aproximadamente a un índice de vacíos $e = 0.4e_0$ (Terzaghi y Peck, 1967).

Para un suelo arcilloso sobreconsolidado de sensibilidad baja a media que ha sido sometido a una presión de preconsolidación σ'_c (figura 9.11) y para el cual la presión de sobrecarga eficaz presente y el índice de vacíos son σ'_o y e_0, respectivamente, la curva de consolidación en campo tendrá un patrón representado aproximadamente por *cbd.* Observe que *bd* es una parte de la curva de compresión virgen. Los resultados de la prueba de consolidación de laboratorio de una muestra sometida a la perturbación moderada estarán representados por la curva 2. Schmertmann (1953) concluyó que la pendiente de la línea *cb* es el patrón de recompresión de campo y tiene aproximadamente la misma pendiente que la curva de laboratorio rebote *fg*.

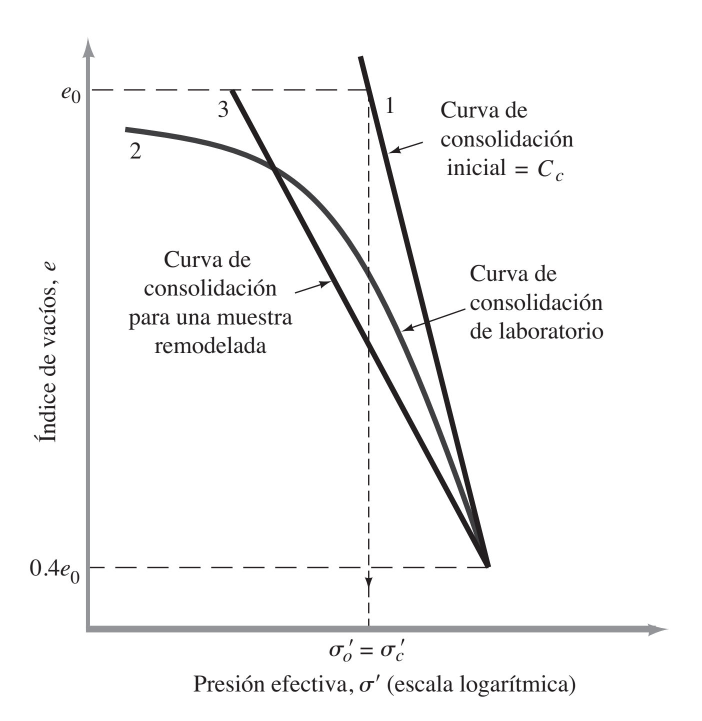


Figura 9.10 Características de consolidación de una arcilla normalmente consolidada de sensibilidad baja a media.

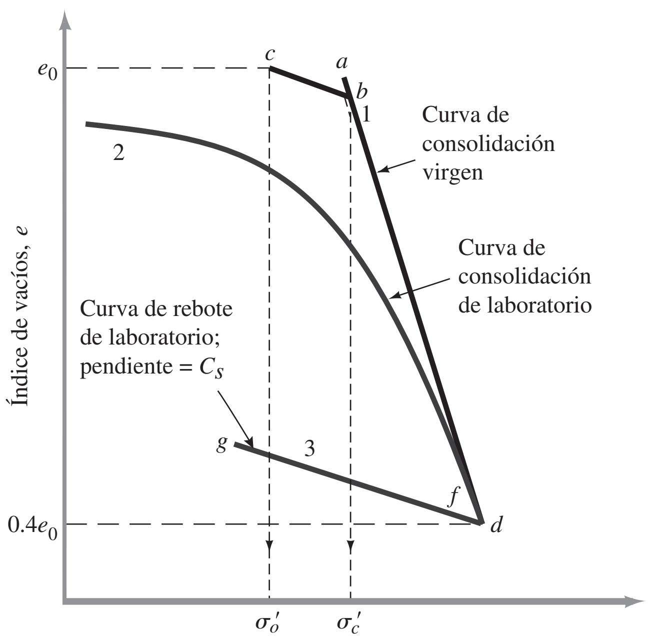


Figura 9.11 Características de consolidación de una arcilla sobreconsolidada de sensibilidad baja a media.

9.7 Cálculo de asentamiento a partir de una consolidación primaria en una dimensión

Con los conocimientos adquiridos en el análisis de los resultados de las pruebas de consolidación, ahora podemos proceder a calcular el asentamiento probable causado por la consolidación primaria en campo, suponiendo una consolidación unidimensional.

Consideremos una capa de arcilla saturada de espesor H y el área de la sección transversal A debajo de una presión de sobrecarga efectiva media existente σ'_o. Debido a un aumento de la presión, $\Delta\sigma$, sea S_p el asentamiento principal. Al final de la consolidación, $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$. Por lo tanto, el cambio en el volumen (figura 9.12) está dado por

$$\Delta V = V_0 - V_1 = HA - (H - S_p)A = S_pA \tag{9.10}$$

donde V_0 y V_1 son el volumen inicial y final, respectivamente. Sin embargo, el cambio en el volumen total es igual al cambio en el volumen de vacíos, ΔV_v. Por lo tanto,

$$\Delta V = S_pA = V_{v0} - V_{v1} = \Delta V_v \tag{9.11}$$

donde V_{v0} y V_{v1} son los volúmenes vacíos inicial y final, respectivamente. De la definición de índice de vacíos, tenemos

$$\Delta V_v = \Delta e V_s \tag{9.12}$$

donde Δe = variación del índice de vacíos. Pero

$$V_s = \frac{V_0}{1 + e_0} = \frac{AH}{1 + e_0} \tag{9.13}$$

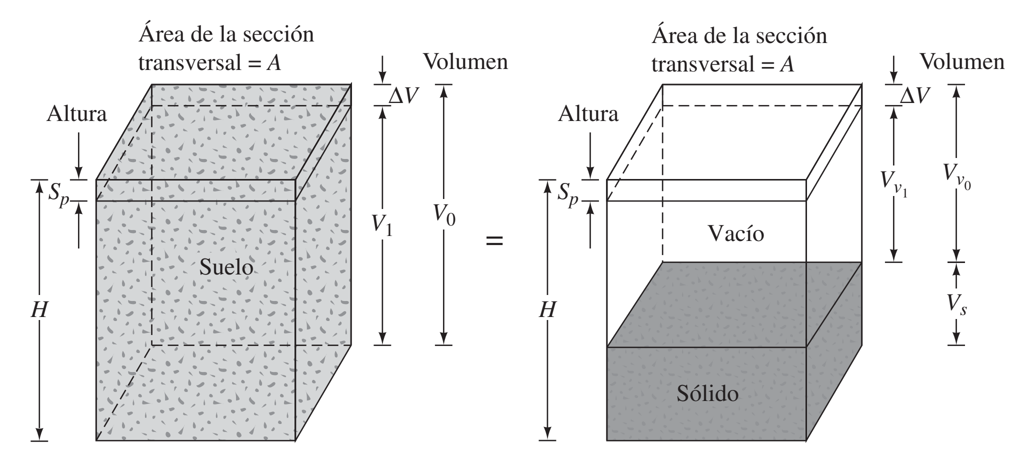


Figura 9.12 Asentamiento causado por una consolidación en una dimensión

donde e_0 = índice de vacíos inicial en volumen V_0. Por lo tanto, a partir de las ecuaciones (9.10), (9.11), (9.12) y (9.13), obtenemos

$$\Delta V = S_p A = \Delta e V_s = \frac{AH}{1 + e_0}\Delta e$$

o

$$S_p = H\frac{\Delta e}{1 + e_0} \tag{9.14}$$

Para arcillas normalmente consolidadas que muestren una relación lineal e-log σ' (figura 9.10) (*nota*: $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$ al final de la consolidación),

$$\Delta e = C_c[\log(\sigma'_o + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o] \tag{9.15}$$

donde C_c = pendiente de la gráfica e-log σ'_o y se define como el índice de compresión. Sustituyendo la ecuación (9.15) en la ecuación (9.14) se obtiene

$$S_p = \frac{C_c H}{1 + e_0}\log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right) \tag{9.16}$$

Para una capa de arcilla más gruesa, se puede hacer una medición más precisa del asentamiento si la capa se divide en una serie de subcapas y los cálculos se realizan para cada subcapa. Por lo tanto, la solución total para toda la capa se puede dar como

$$S_p = \sum\left[\frac{C_c H_i}{1 + e_0}\log\left(\frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta\sigma'_{(i)}}{\sigma'_{o(i)}}\right)\right]$$

donde

H_i = espesor de la subcapa i
$\sigma'_{o(i)}$ = presión de sobrecarga efectiva promedio inicial de la subcapa i
$\Delta\sigma'_{(i)}$ = aumento de la presión vertical para la subcapa i

En arcillas sobreconsolidadas (figura 9.11), para $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$, campo e-log σ', la variación será a lo largo de la línea *cb*, cuya pendiente será aproximadamente igual a la pendiente de la curva de rebote de laboratorio. La pendiente de la curva de rebote, C_s, se conoce como *índice de abultamiento*, por lo que

$$\Delta e = C_s[\log(\sigma'_o + \Delta\sigma') - \log\sigma'_o] \tag{9.17}$$

De las ecuaciones (9.14) y (9.17), tenemos

$$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right) \tag{9.18}$$

Si $\sigma'_o + \Delta\sigma > \sigma'_c$, entonces

$$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right) \tag{9.19}$$

Sin embargo, si se proporciona la curva e-log σ', se puede simplemente escoger Δe de la gráfica para el rango de presiones correspondiente. Este valor puede ser sustituido en la ecuación (9.14) para el cálculo del asentamiento, S_p.

9.8 Índice de compresión (C_c) e índice de abultamiento (C_s)

Podemos determinar el índice de compresión para el asentamiento de campo provocado por la consolidación por construcción gráfica (como se muestra en la figura 9.9) después de la obtención de resultados de las pruebas de laboratorio para el índice de vacíos y para la presión.

Skempton (1944) sugirió expresiones empíricas para el índice de compresión. Para arcillas inalteradas:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \tag{9.20}$$

Para arcillas remodeladas:

$$C_c = 0.007(LL - 10) \tag{9.21}$$

donde LL = límite líquido (%). En ausencia de datos de consolidación de laboratorio, la ecuación (9.20) se utiliza a menudo para un cálculo aproximado de la consolidación primaria en campo. También están disponibles otras correlaciones para el índice de compresión. Varias de estas correlaciones han sido recopiladas por Rendon-Herrero (1980), y éstas se dan en la tabla 9.1.

Tabla 9.1 Correlaciones para el índice de compresión, C_c (compilada de Rendon-Herrero, 1980)

Ecuación	Región de aplicabilidad
$C_c = 0.01w_N$	Arcillas de Chicago
$C_c = 1.15(e_O - 0.27)$	Todas las arcillas
$C_c = 0.30(e_O - 0.27)$	Suelos cohesivos inorgánicos: limo, arcilla limosa, arcilla
$C_c = 0.0115w_N$	Suelos orgánicos: turbas, limo orgánico y arcilla
$C_c = 0.0046(LL - 9)$	Arcillas brasileñas
$C_c = 0.75(e_O - 0.5)$	Suelos con baja plasticidad
$C_c = 0.208e_O + 0.0083$	Arcillas de Chicago
$C_c = 0.156e_O + 0.0107$	Todas las arcillas

Nota: e_0 = índice de vacíos *in situ*; w_N = contenido de agua *in situ.*

Con base en las observaciones de varias arcillas naturales, Rendon-Herrero (1983) dio la relación para el índice de compresión la forma

$$C_c = 0.141G_s^{1.2}\left(\frac{1 + e_0}{G_s}\right)^{2.38} \tag{9.22}$$

Más recientemente, Park y Koumoto (2004) expresaron el índice de compresión por medio de la siguiente relación

$$C_c = \frac{n_o}{371.747 - 4.275n_o} \tag{9.23}$$

donde n_o = porosidad del suelo *in situ.*
Con base en el modelo de arcilla modificado, Cam, Wroth y Wood (1978) han demostrado que

$$C_c \approx 0.5G_s\frac{[PI(\%)]}{100} \tag{9.24}$$

donde PI = índice de plasticidad
Si se toma un valor medio para G_s de aproximadamente 2.7 (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$C_c \approx \frac{PI}{74} \tag{9.25}$$

El índice de abultamiento es sensiblemente menor en magnitud que el índice de compresión, y por lo general puede ser determinado a partir de pruebas de laboratorio. Los valores típicos del límite líquido, límite plástico, índice de compresión inicial y el índice de abultamiento para algunos suelos naturales se dan en la tabla 9.2.

De la tabla 9.2 se puede observar que $C_s \approx 0.2$ a $0.3\ C_c$. Con base en el modelo de arcilla modificado, Cam, Kulhawy y Mayne (1990) han demostrado que

$$C_S \approx \frac{PI}{370} \tag{9.26}$$

Tabla 9.2 Compresión y abultamiento de suelos naturales

Suelo	Límite líquido	Límite plástico	Índice de compresión, C_c	Índice de abultamiento, C_s	C_s/C_c
Arcilla azul de Boston	41	20	0.35	0.07	0.2
Arcilla de Chicago	60	20	0.4	0.07	0.175
Arcilla de Fuerte Gordon, Georgia	51	26	0.12	0.04	0.33
Arcilla de Nueva Orleáns	80	25	0.3	0.05	0.17
Arcilla de Montana	60	28	0.21	0.05	0.24

Ejemplo 9.1

Refiérase a la curva e-log σ' mostrada en la figura 9.13.

a. Determine la presión preconsolidada, σ'_c.
b. Encuentre el índice de compresión, C_c.

Solución

a. Usando el procedimiento que se muestra en la figura 9.9, se determina la presión de preconsolidación. De la gráfica σ'_c = **160 kN/m²**.
b. De la gráfica e-log σ', encontramos

$$\sigma_1' = 400 \text{ kN/m}^2 \qquad e_1 = 0.712$$
$$\sigma_2' = 800 \text{ kN/m}^2 \qquad e_2 = 0.627$$

Por lo tanto

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log(\sigma_2'/\sigma_1')} = \frac{0.712 - 0.627}{\log(800/400)} = \mathbf{0.282}$$

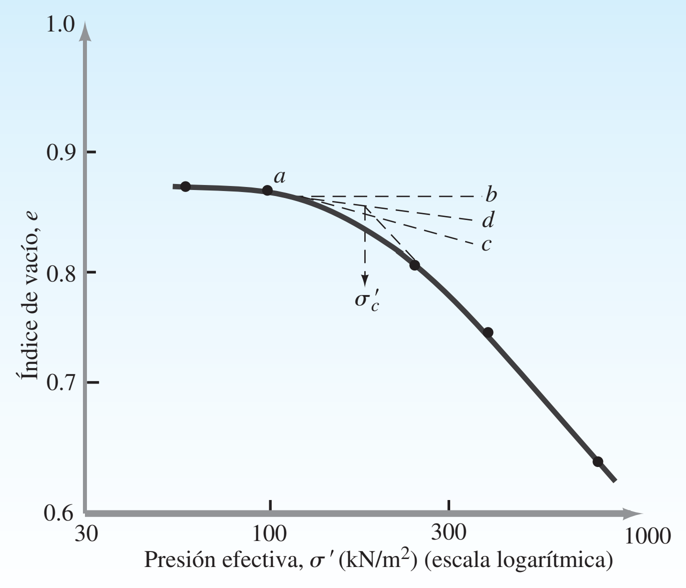


Figura 9.13

Ejemplo 9.2

En la figura 9.14 se muestra un perfil de suelo. Si se aplica una carga uniformemente distribuida $\Delta\sigma$ en la superficie del suelo, ¿cuál será el asentamiento de la capa de arcilla causado por la consolidación primaria? Se tiene que σ'_c para la arcilla es 125 kN/m² y $C_s = \frac{1}{6}C_c$.

Solución

El esfuerzo medio efectivo a la mitad de la capa de arcilla es

$$\sigma'_o = 2\gamma_{\text{seco(arena)}} + (5)[\gamma_{\text{sat(arena)}} - \gamma_w] + \left(\frac{3}{2}\right)[\gamma_{\text{sat(arcilla)}} - \gamma_w]$$

o

$$\sigma'_o = (2)(16) + (5)(18 - 9.81) + (1.5)(19 - 9.81)$$
$$= 86.74 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma'_c = 125 \text{ kN/m}^2 > 86.74 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = 86.74 + 75 = 161.74 \text{ kN/m}^2 > \sigma'_c$$

(*Nota*: $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$ al final de la consolidación.) Así que tenemos que usar la ecuación (9.19):

$$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}\right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right)$$

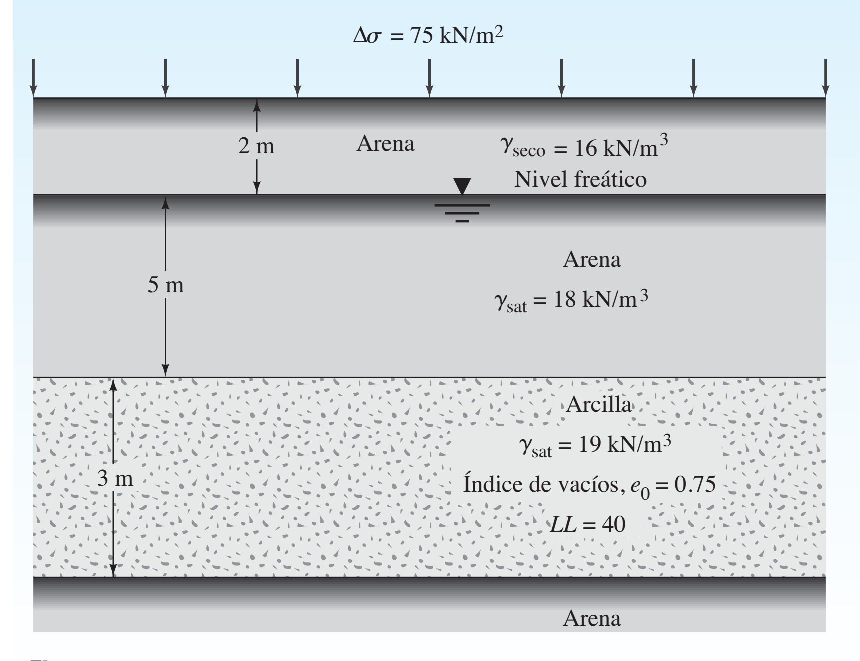


Figura 9.14

Tenemos $H = 3$ m y $e_0 = 0.8$. De la ecuación (9.20),

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(40 - 10) = 0.27$$
$$C_s = \frac{1}{6}C_c = \frac{0.27}{6} = 0.045$$

Por lo tanto,

$$S_p = \frac{3}{1 + 0.8}\left[0.045 \log\left(\frac{125}{86.74}\right) + 0.27 \log\left(\frac{161.74}{125}\right)\right]$$
$$= 0.0623 \text{ m} = \mathbf{62.3\ mm}$$

Ejemplo 9.3

En la figura 9.15a se muestra un perfil de suelo. Se llevaron a cabo pruebas de consolidación de laboratorio en una muestra obtenida de la mitad de la capa de arcilla. La curva de consolidación de campo interpolada a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio se muestran en la figura 9.15b. Calcule el asentamiento en campo provocado por la consolidación primaria para una sobrecarga de 48 kN/m^2 aplicada en la superficie del suelo.

Solución

$$\sigma'_o = (5)(\gamma_{sat} - \gamma_w) = 5(18.0 - 9.81)$$
$$= 40.95 \text{ kN/m}^2$$

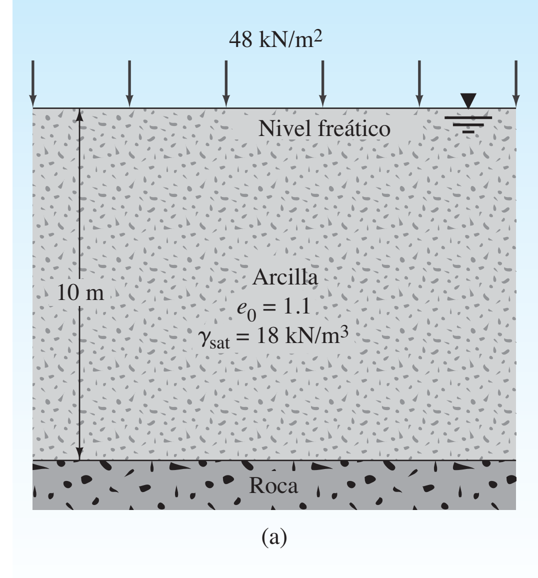


Figura 9.15 (a) Perfil de suelo, (b) curva de consolidación de campo

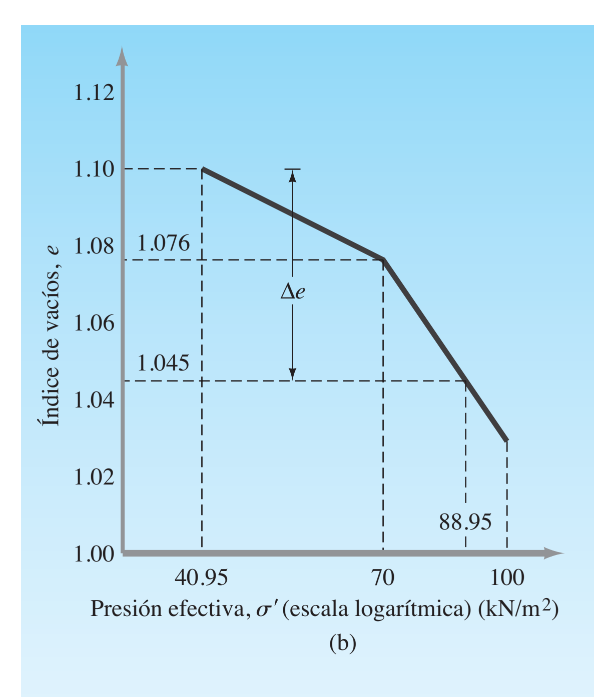


Figura 9.16 (*continuación*)

$$e_0 = 1.1$$
$$\Delta\sigma' = 48 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = 40.95 + 48 = 88.95 \text{ kN/m}^2$$

El índice de vacío correspondiente a 88.95 kN/m^2 (figura 9.15b) es 1.045. Por lo tanto, Δe = 1.1 – 1.045 = 0.055. De la ecuación (9.14) tenemos

$$\text{asentamiento, } S_p = H\frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

así que

$$S_p = 10\frac{0.055}{1 + 1.1} = 0.262 \text{ m} = \mathbf{262\ mm}$$

9.9 Asentamiento a partir de la consolidación secundaria

La sección 9.3 mostró que al final de la consolidación primaria (es decir, después de la disipación completa del exceso de presión de agua intersticial) se observa algún asentamiento debido al ajuste plástico del suelo, que por lo general se denomina *fluencia*. Esta etapa de consolidación se llama *consolidación secundaria*. Durante la consolidación secundaria, la gráfica de la deformación en función del logaritmo de tiempo es prácticamente lineal (figura 9.5). La variación del índice de vacíos e con el tiempo t para un incremento de carga dado será similar a la mostrada en la figura 9.5. Esta variación se ilustra en la figura 9.16.

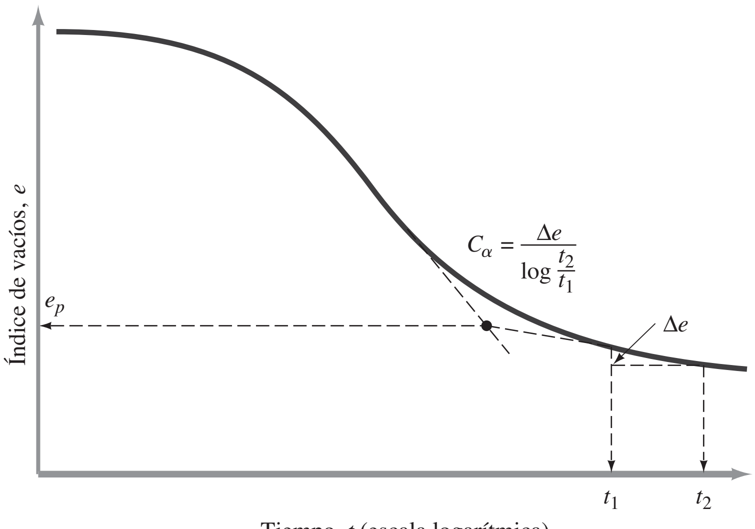


Figura 9.16 Variación de e con log t bajo un incremento de carga dado y la definición del índice de compresión secundaria

El índice de compresión secundaria puede definirse a partir de la figura 9.16 como

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \tag{9.27}$$

donde

C_α = índice de compresión secundaria
Δe = cambio de relación de vacíos
t_1, t_2 = tiempo

La magnitud de la consolidación secundaria puede ser calculada como

$$S_s = C'_\alpha H \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \tag{9.28}$$

donde

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} \tag{9.29}$$

y

e_p = índice de vacío en el extremo de la consolidación primaria (figura 9.16)
H = espesor de capa de arcilla

El asentamiento por consolidación secundaria es más importante que la consolidación primaria en suelos inorgánicos y orgánicos altamente compresibles. En arcillas inorgánicas sobreconsolidadas, el índice de compresión secundaria es muy pequeño y tiene menos importancia práctica. La variación de C'_α para varios depósitos naturales del suelo es la siguiente (Mesri, 1973).

- Arcillas sobreconsolidadas ≈ 0.001 o menos
- Arcillas consolidadas normalmente ≈ 0.005 a 0.03
- Suelos orgánicos ≈ 0.04 o más

Mesri y Godlewski (1977) compilaron la proporción de C'_α/C_c, para una serie de arcillas naturales. A partir de este estudio, se tiene que C'_α/C_c para

- Arcillas y limos inorgánicos ≈ 0.04 ± 0.01
- Arcillas y limos orgánicos ≈ 0.05 ± 0.01
- Turbas ≈ 0.075 ± 0.01

Ejemplo 9.4

Para una capa de arcilla normalmente consolidada en campo se dan los siguientes valores:

- Espesor de la capa de arcilla = 3 m
- Índice de vacíos (e_o) = 0.8
- Índice de compresión (C_c) = 0.28
- Presión media efectiva en la capa de arcilla (σ'_o) = 130 kN/m^2
- $\Delta\sigma' = 50$ kN/m^2
- Índice de compresión secundaria (C_α) = 0.02

¿Cuál es el asentamiento total por consolidación de la capa de arcilla cinco años después de la finalización del asentamiento por consolidación primaria? (*Nota*: tiempo para la finalización del asentamiento primario = 1.5 años.)

Solución

De la ecuación (9.28),

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

El valor de e_p puede ser calculado como

$$e_p = e_O - \Delta e_{\text{primaria}}$$

Combinando las ecuaciones (9.14) y (9.15), encontramos que

$$\Delta e = C_c \log\left(\frac{\sigma'_O + \Delta\sigma'}{\sigma'_O}\right) = 0.28 \log\left(\frac{130 + 50}{130}\right)$$
$$= 0.04$$

Solución de consolidación primaria, $S_p = \dfrac{\Delta eH}{1 + e_O} = \dfrac{(0.04)(3)}{1 + 0.8} = 0.067$ m

Se establece que $e_o = 0.8$, y por lo tanto,

$$e_p = 0.8 - 0.04 = 0.76$$

Por lo tanto,

$$C'_\alpha = \frac{0.02}{1 + 0.76} = 0.011$$

De la ecuación (9.28)

$$S_s = C'_\alpha H \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = (0.011)(3)\log\left(\frac{5}{1.5}\right) \approx 0.017 \text{ m}$$

Asentamiento total por consolidación = consolidación primaria (S_p) + asentamiento secundario (S_s). De modo que

Asentamiento total por consolidación = 0.067 + 0.017 = 0.084 ≈ **84 mm**

9.10 Tasa de consolidación

El asentamiento total causado por la consolidación primaria resultante de un aumento en la presión sobre una capa de suelo se puede calcular mediante el uso de una de las tres ecuaciones [(9.16), (9.18) o (9.19)] dadas en la sección 9.7. Sin embargo, las ecuaciones no proporcionan ninguna información con respecto a la tasa de consolidación primaria. Terzaghi (1925) propuso la primera teoría para considerar la tasa de consolidación unidimensional de suelos arcillosos saturados. Las deducciones matemáticas se basan en los siguientes supuestos:

1. El sistema arcilla-agua es homogéneo.
2. La saturación es completa.
3. La compresibilidad del agua es insignificante.
4. La compresibilidad de los granos del suelo es insignificante (pero reorganiza los granos del suelo).
5. El flujo de agua es en una sola dirección (es decir, en la dirección de compresión).
6. La ley de Darcy es válida.

La figura 9.17a muestra una capa de arcilla de espesor $2H_{\text{dr}}$ situada entre dos capas de arena altamente permeables. Si la capa de arcilla se somete a un aumento de la presión de $\Delta\sigma$, la presión del agua intersticial en cualquier punto A en la capa de arcilla se incrementará. Para la consolidación unidimensional, el agua es exprimida en dirección vertical hacia las capas de arena.

La figura 9.17b muestra el flujo de agua a través de un elemento prismático en A. Para el elemento de suelo que se muestra,

$$\left(\begin{array}{c}\text{tasa de pérdida}\\ \text{de agua}\end{array}\right) - \left(\begin{array}{c}\text{tasa de afluencia}\\ \text{de agua}\end{array}\right) = \left(\begin{array}{c}\text{tasa de cambio}\\ \text{de volumen}\end{array}\right)$$

Por lo tanto,

$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z}dz\right) dx\, dy - v_z\, dx\, dy = \frac{\partial V}{\partial t}$$

donde

V = volumen del elemento de suelo

v_z = velocidad de flujo en la dirección z

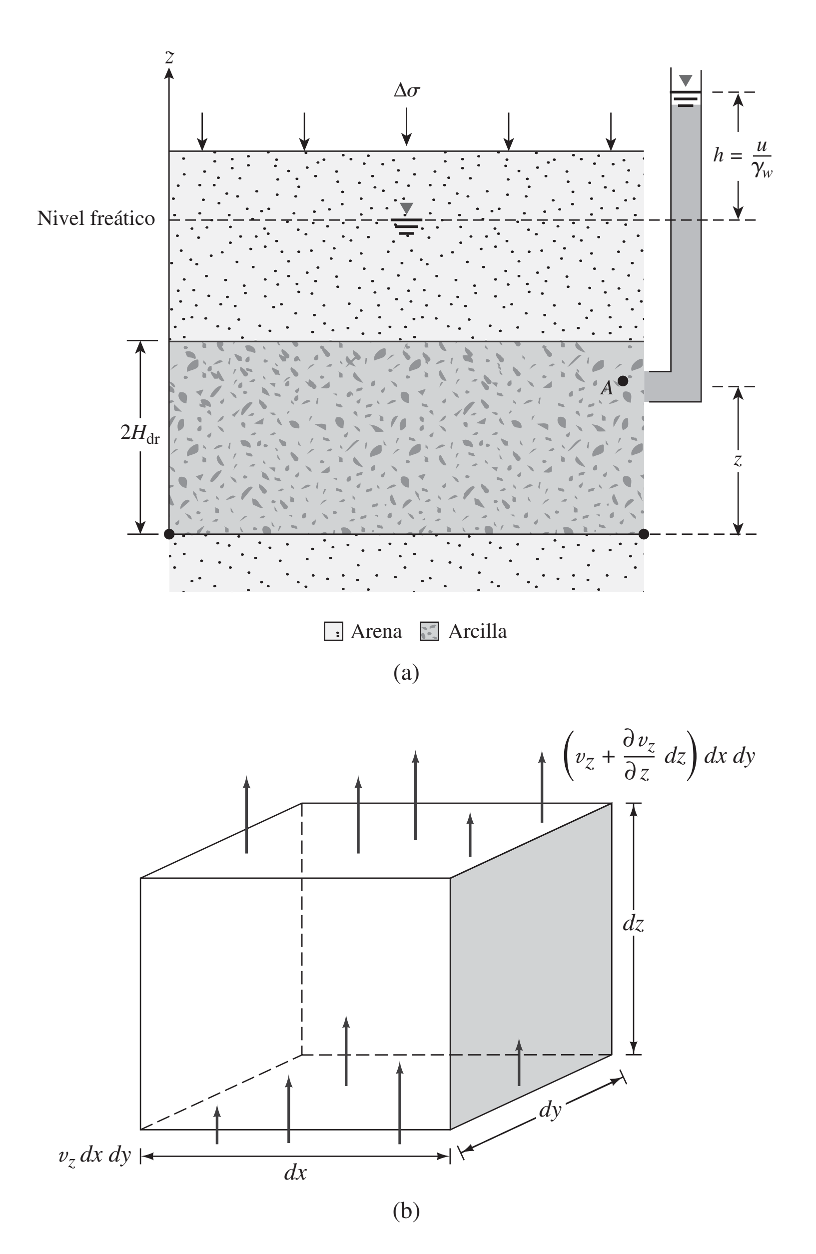


Figura 9.17 (a) Capa de arcilla sometida a consolidación, (b) flujo de agua en *A* durante la consolidación

o

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx\, dy\, dz = \frac{\partial V}{\partial t} \tag{9.30}$$

Usando la ley de Darcy, tenemos

$$v_z = ki = -k\frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial z} \tag{9.31}$$

donde u = exceso de presión de agua intersticial causada por el aumento del esfuerzo. De las ecuaciones (9.30) y (9.31), obtenemos

$$-\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx\,dy\,dz}\frac{\partial V}{\partial t} \tag{9.32}$$

Durante la consolidación, la tasa de cambio en el volumen del elemento de suelo es igual a la tasa de cambio en el volumen de vacíos. Así

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial (V_s + eV_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s\frac{\partial e}{\partial t} + e\frac{\partial V_s}{\partial t} \tag{9.33}$$

donde

V_s = volumen de sólidos del suelo
V_v = volumen de vacíos

Pero (suponiendo que los sólidos del suelo son incompresibles),

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} = 0$$

y

$$V_s = \frac{V}{1 + e_0} = \frac{dx\,dy\,dz}{1 + e_0}$$

Sustituyendo $\partial V_s/\partial t$ y V_s en la ecuación (9.33) se obtiene

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx\,dy\,dz}{1 + e_0}\frac{\partial e}{\partial t} \tag{9.34}$$

donde e_0 = índice de vacíos inicial. Combinando las ecuaciones (9.32) y (9.34) se obtiene

$$-\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0}\frac{\partial e}{\partial t} \tag{9.35}$$

El cambio en el índice de vacíos es causado por el aumento del esfuerzo efectivo (es decir, la disminución del exceso de presión del agua intersticial). Suponiendo que esos valores están relacionados linealmente, tenemos

$$\partial e = a_v\,\partial(\Delta\sigma') = -a_v\,\partial u \tag{9.36}$$

donde

$\partial(\Delta\sigma')$ = cambio en la presión efectiva
a_v = coeficiente de compresibilidad (a_v puede ser considerado como constante para un estrecho rango de aumentos de presión)

Combinando las ecuaciones (9.35) y (9.36) se obtiene

$$-\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1 + e_0}\frac{\partial u}{\partial t} = -m_v\frac{\partial u}{\partial t}$$

donde m_v = coeficiente de compresibilidad del volumen = $a_v/(1 + e_0)$, o

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{9.37}$$

donde c_v = coeficiente de consolidación = $k/(\gamma_w m_v)$.

La ecuación (9.37) es la ecuación diferencial básica de la teoría de la consolidación de Terzaghi y puede ser resuelta con las siguientes condiciones de frontera:

$$z = 0, \quad u = 0$$
$$z = 2H_{\text{dr}}, \quad u = 0$$
$$t = 0, \quad u = u_0$$

La solución es

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2u_0}{M} \operatorname{sen}\left(\frac{Mz}{H_{\text{dr}}} \right) \right] e^{-M^2 T_v} \tag{9.38}$$

donde m es un número entero

$$M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$$

u_0 = exceso de presión inicial del agua intersticial

y

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{\text{dr}}^2} = \text{factor tiempo}$$

El factor tiempo es un número adimensional.

Debido a que la consolidación avanza por la disipación del exceso de presión de agua intersticial, el grado de consolidación a una distancia z en cualquier tiempo t es

$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0} \tag{9.39}$$

donde u_z = exceso de presión intersticial en el tiempo t. Las ecuaciones (9.38) y (9.39) se pueden combinar para obtener el grado de consolidación en cualquier profundidad z. Esto se muestra en la figura 9.18.

El grado medio de consolidación para toda la profundidad de la capa de arcilla en cualquier tiempo t se puede escribir a partir de la ecuación (9.39) como

$$U = \frac{S_t}{S_p} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{\text{dr}}} \right) \int_0^{2H_{\text{dr}}} u_z \, dz}{u_0} \tag{9.40}$$

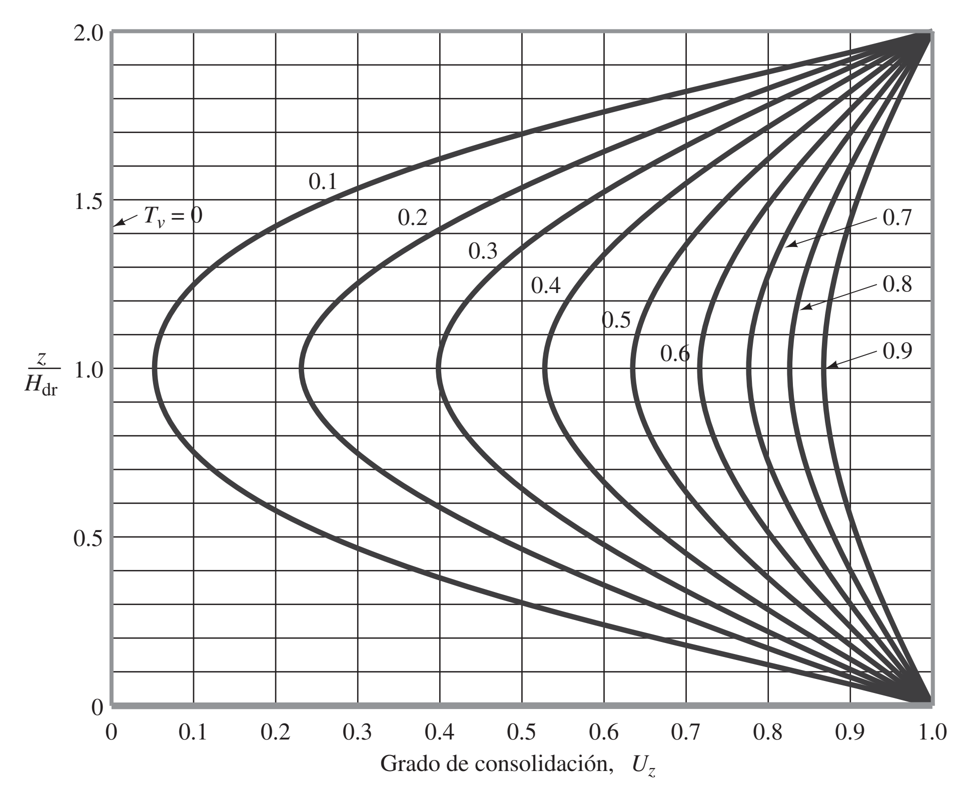


Figura 9.18 Variación de U_z con T_v y z/H_{dr}

donde

U = grado promedio de consolidación
S_t = asentamiento de la capa en el tiempo t
S_p = asentamiento definitivo de la capa de consolidación primaria

Sustituyendo la expresión para el exceso de presión intersticial, u_z, dada en la ecuación (9.38), en la ecuación (9.40) se obtiene

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \tag{9.41}$$

La variación en el grado promedio de consolidación con el factor tiempo no dimensional, T_v, se proporciona en la tabla 9.3, que representa el caso donde u_0 es el mismo para toda la profundidad de la capa de consolidación. Los valores del factor tiempo y sus grados promedio de consolidación correspondientes también se pueden aproximar por las siguientes relaciones simples:

$$\text{Para } U = 0 \text{ a } 60\%, \quad T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2 \tag{9.42}$$

$$\text{Para } U > 60\%, \quad T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%) \tag{9.43}$$

Tabla 9.3 Variación del factor tiempo con el grado de consolidación

***U* (%)**	T_v	***U* (%)**	T_v	***U* (%)**	T_v
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.304	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	∞
33	0.0855	67	0.364		

Drenaje de dos vías — u_0 — $2H_{dr}$

Drenaje de una vía — u_0 — H_{dr}

Drenaje de una vía — u_0 — H_{dr}

Diferentes tipos de drenaje con constante u_0

*u_0 constante con la profundidad.

9.11 Coeficiente de consolidación

El coeficiente de consolidación, c_v, disminuye generalmente a medida que aumenta el límite líquido del suelo. El rango de variación de c_v para un límite líquido de suelo dado es más bien amplio.

Para un incremento de carga determinado en una muestra, hay dos métodos gráficos comúnmente utilizados para la determinación de c_V a partir de pruebas de laboratorio de consolidación unidimensionales. Uno de ellos es el *método de logaritmo de tiempo* propuesto por Casagrande y Fadum (1940), y el otro es el *método de la raíz cuadrada del tiempo* sugerido por Taylor (1942). A continuación se describen los procedimientos generales para la obtención de c_v por los dos métodos.

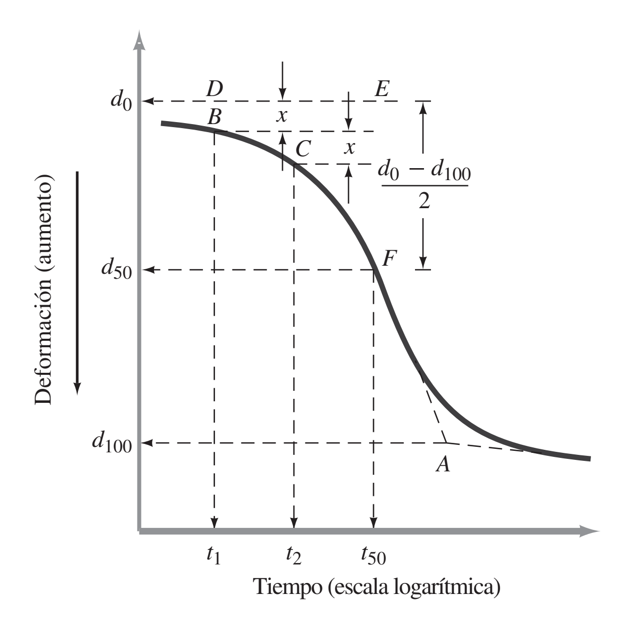


Figura 9.19 Método de logaritmo de tiempo para determinar el coeficiente de consolidación.

Método del logaritmo de tiempo

Para una carga gradual dada a partir de la prueba de laboratorio, en la figura 9.19 se presenta la gráfica de la deformación de la muestra en función del logaritmo de tiempo. Se necesitan las siguientes construcciones para determinar el c_v:

1. Extender en línea recta las porciones de las consolidaciones primaria y secundaria para intersectar en *A*. La ordenada de *A* se representa por d_{100}, que es la deformación en el extremo de 100% de consolidación primaria.
2. La parte curva inicial de la gráfica de deformación frente a log *t* se aproxima a una parábola en la escala natural. Seleccionar los tiempos t_1 y t_2 en la parte curvada de tal manera que $t_2 = 4t_1$. Sea la diferencia de la deformación de la muestra durante el tiempo $(t_2 - t_1)$ igual a *x*.
3. Dibujar una línea horizontal *DE* de manera que la distancia vertical *BD* sea igual a *x*. La deformación correspondiente a la línea *DE* es d_0 (es decir, la deformación a 0% de consolidación).
4. La ordenada del punto *F* en la curva de la consolidación representa la deformación en el 50% de consolidación primaria y su eje de abscisas representa el tiempo correspondiente (t_{50}).
5. Para 50% del grado promedio de consolidación, $T_v = 0.197$ (tabla 9.3),

$$T_{50} = \frac{c_v t_{50}}{H_{dr}^2}$$

o

$$c_v = \frac{0.197 H_{dr}^2}{t_{50}} \tag{9.44}$$

donde H_{dr} = trayectoria promedio de drenaje más larga durante la consolidación.

Para muestras de drenaje en la parte superior e inferior, H_{dr} es igual a la mitad de la altura promedio de la muestra durante la consolidación. Para las muestras de drenaje en un solo lado, H_{dr} es igual a la altura promedio de la muestra durante la consolidación.

Método de la raíz cuadrada del tiempo

En este método se dibuja una gráfica de deformación en función de la raíz cuadrada del tiempo para los incrementos de carga (figura 9.20). Otras construcciones gráficas requeridas son las siguientes:

1. Dibujar una línea *AB* a través de la primera parte de la curva.
2. Dibujar una línea *AC* de tal manera que $\overline{OC} = 1.15\,\overline{OB}$. La abscisa del punto *D*, que es la intersección de *CA* y la curva de consolidación, da la raíz cuadrada del tiempo para el 90% de consolidación $\sqrt{t_{90}}$.
3. Para el 90% de consolidación, $T_{90} = 0.848$ (tabla 9.3), por lo tanto

$$T_{90} = 0.848 = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

o

$$c_v = \frac{0.848 H_{dr}^2}{t_{90}} \tag{9.45}$$

en la ecuación (9.45) H_{dr} se determina de una manera similar al método logaritmo de tiempo.

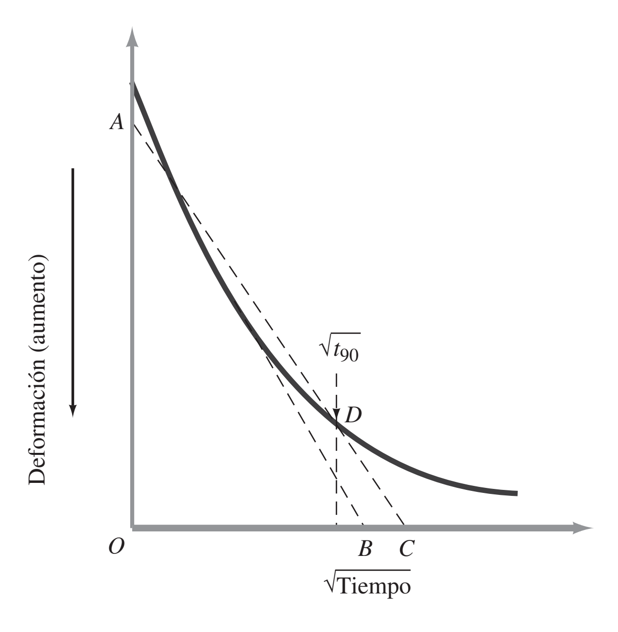


Figura 9.20 Método de la raíz cuadrada del tiempo

Ejemplo 9.5

En la figura 9.21 se muestra un perfil de suelo. Sobre la superficie del suelo se aplica una sobrecarga de 96 kN/m^2. Determine lo siguiente:

a. ¿A qué altura se elevará el agua en el piezómetro inmediatamente después de la aplicación de la carga?
b. Después de 104 días de la aplicación de la carga, $h = 4$ m. Determine el coeficiente de consolidación (c_v) del suelo de arcilla.

Solución

Inciso a

Suponiendo un aumento uniforme de la presión inicial del agua intersticial en exceso a través de 3 m de profundidad de la capa de arcilla

$$u_0 = \Delta\sigma = 96 \text{ kN/m}^2$$

$$h = \frac{96}{9.81} = \mathbf{9.79\ m}$$

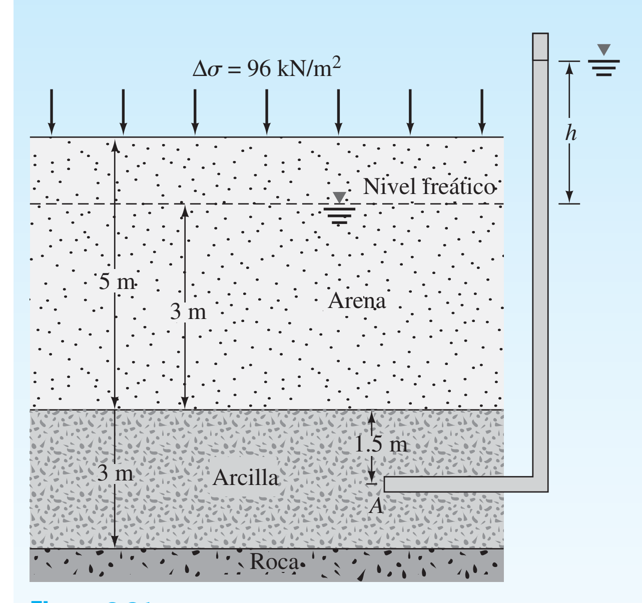


Figura 9.21

Inciso b

$$U_A\% = \left(1 - \frac{u_A}{u_0}\right)100 = \left(1 - \frac{4 \times 9.81}{9.79 \times 9.81}\right)100 = \mathbf{59\%}$$

Como en la parte inferior de la capa de arcilla existe roca, éste es un caso de drenaje de un solo sentido. Para este tipo de condiciones de drenaje, la variación de U_z con z/H_{dr} para varios valores de T_v se ha trazado en la figura 9.22. (*Nota:* esto ha sido tomado de la figura 9.18, que es un caso de drenaje de dos vías.) Para este problema, $z/H_{dr} = 1.5/3 = 0.5$ y $U_z = 59\%$. Con estos valores de z/H_{dr} y U_z en la figura 9.22, se obtiene $T_v \approx 0.3$.

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2}$$

$$0.3 = \frac{c_v(104 \times 24 \times 60 \times 60)}{(300 \text{ cm})^2}$$

$$c_v = \mathbf{0.003\ cm^2/s}$$

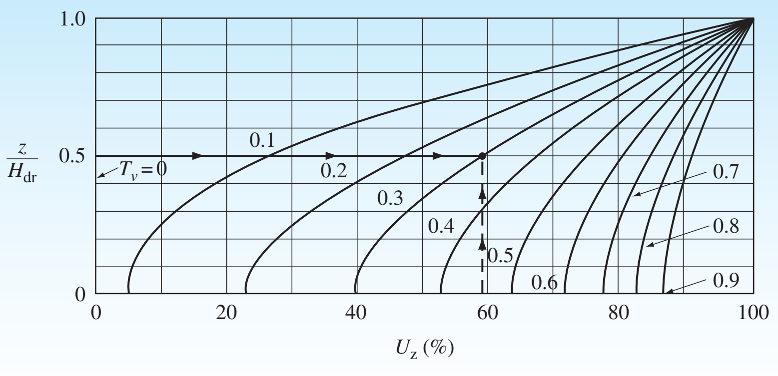


Figura 9.22

Ejemplo 9.6

Para el problema en el ejemplo 9.2, responda lo siguiente:

a. ¿Cuál es el grado promedio de la consolidación de la capa de arcilla cuando el asentamiento es de 15 mm?
b. Si el valor promedio de c_v para el rango de presión es de 0.003 cm²/s, ¿cuánto tiempo se necesita para que se produzca un asentamiento del 50%?
c. Si la capa de arcilla de 3 m de espesor se drena sólo en la parte superior, ¿cuánto tiempo tomará que se produzca el 50% de consolidación?

Solución

Inciso a

$$U\% = \frac{\text{asentamiento en cualquier tiempo}}{\text{asentamiento máximo}} = \frac{15 \text{ mm}}{62.3 \text{ mm}} \times 100 = \mathbf{24.1\%}$$

Inciso b

$$U = 50\%; \text{ drenaje de dos vías } T_{50} = \frac{c_v t_{50}}{H_{dr}^2}$$

De la tabla 9.3, para $U = 50\%$, $T_{50} = 0.197$. Por lo tanto,

$$0.197 = \frac{0.003 \times t_{50}}{[(3/2)(100)]^2}$$

$$t_{50} = 1\ 477\ 500 \text{ s} = \mathbf{17.1\ días}$$

Inciso c

Con el drenaje de un solo sentido, la longitud máxima de la trayectoria de drenaje = 3 m

$$0.197 = \frac{0.003 \times t_{50}}{(3 \times 100)^2}$$

$$t_{50} = 5\,910\,000 \text{ s} = \mathbf{68.4\ días}$$

Ejemplo 9.7

Una capa de arcilla saturada de 3 m de espesor (drenaje de dos vías) bajo una sobrecarga se sometió a 90% de consolidación primaria en 75 días. Encuentre el coeficiente de consolidación de la arcilla para el rango de presión.

Solución

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

Dado que la capa de arcilla tiene drenaje de dos vías, $H_{dr} = 3 \text{ m}/2 = 1.5 \text{ m}$; $T_{90} = 0.848$. Por lo tanto

$$0.848 = \frac{c_v(75 \times 24 \times 60 \times 60)}{(1.5 \times 100)^2}$$

$$c_v = \frac{0.848 \times 2.25 \times 10^4}{75 \times 24 \times 60 \times 60} = \mathbf{0.00294\ cm^2/s}$$

Ejemplo 9.8

Para una muestra de arcilla sin alteraciones de 30 mm de espesor, como la que se describe en el ejemplo 9.7, ¿cuánto tiempo tarda en experimentarse el 90% de consolidación en el laboratorio para un rango de presión de consolidación semejante? La muestra de prueba de laboratorio tendrá drenaje de dos vías.

Solución

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90(campo)}}{H_{dr(campo)}^2} = \frac{c_v(75 \times 24 \times 60 \times 60)}{(1.5 \times 1000)^2}$$

y

$$T_{90} = \frac{c_v t_{90(lab)}}{(30/2)^2}$$

Así

$$\frac{4t_{90(lab)}}{(30)^2} = \frac{75 \times 24 \times 60 \times 60}{2.25 \times 10^6}$$

o

$$t_{90(lab)} = \frac{(75 \times 24 \times 60 \times 60)(9 \times 10^2)}{(2.25 \times 10^6) \times 4} = \mathbf{648\ s}$$

Ejemplo 9.9

Una prueba de laboratorio de consolidación en una muestra de suelo (drenado en ambos lados) ha determinado los siguientes resultados:

espesor de la muestra de arcilla = 25 mm
$\sigma'_1 = 50 \text{ kN/m}^2 \qquad e_1 = 0.92$
$\sigma'_2 = 120 \text{ kN/m}^2 \qquad e_2 = 0.78$
tiempo para el 50% de consolidación = 2.5 min

Determine la conductividad hidráulica, k, de la arcilla para el intervalo de carga.

Solución

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{\text{prom}}} = \frac{(\Delta e/\Delta\sigma')}{1 + e_{\text{prom}}}$$

$$= \frac{\dfrac{0.92 - 0.78}{120 - 50}}{1 + \dfrac{0.92 + 0.78}{2}} = 0.00108 \text{ m}^2/\text{kN}$$

$$c_v = \frac{T_{50}H_{\text{dr}}^2}{t_{50}}$$

De la tabla 9.3, para $U = 50\%$ el valor de $T_v = 0.197$, por lo tanto

$$c_v = \frac{(0.197)\left(\dfrac{0.025 \text{ m}}{2}\right)^2}{2.5 \text{ min}} = 1.23 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{min}$$

$$k = c_v m_v \gamma_w = (1.23 \times 10^{-5})(0.00108)(9.81)$$

$$= \mathbf{1.303 \times 10^{-7} \text{ m/min}}$$

9.12 Cálculo de la consolidación primaria de un asentamiento bajo una cimentación

El capítulo 8 mostró que el aumento del esfuerzo vertical sobre el suelo causado por una carga aplicada sobre un área limitada disminuye con la profundidad z medida desde la superficie del suelo hacia abajo. Por lo tanto, para estimar el asentamiento unidimensional de una cimentación, podemos usar la ecuación (9.16), (9.18) o (9.19). Sin embargo, el aumento del esfuerzo efectivo $\Delta\sigma'$ en estas ecuaciones debe ser el incremento promedio por debajo del centro de la cimentación.

Suponiendo que el aumento de la presión varía en forma parabólica, se puede estimar el valor de $\Delta\sigma'_{\text{prom}}$ (regla de Simpson)

$$\Delta\sigma'_{\text{prom}} = \frac{\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6} \qquad (9.46)$$

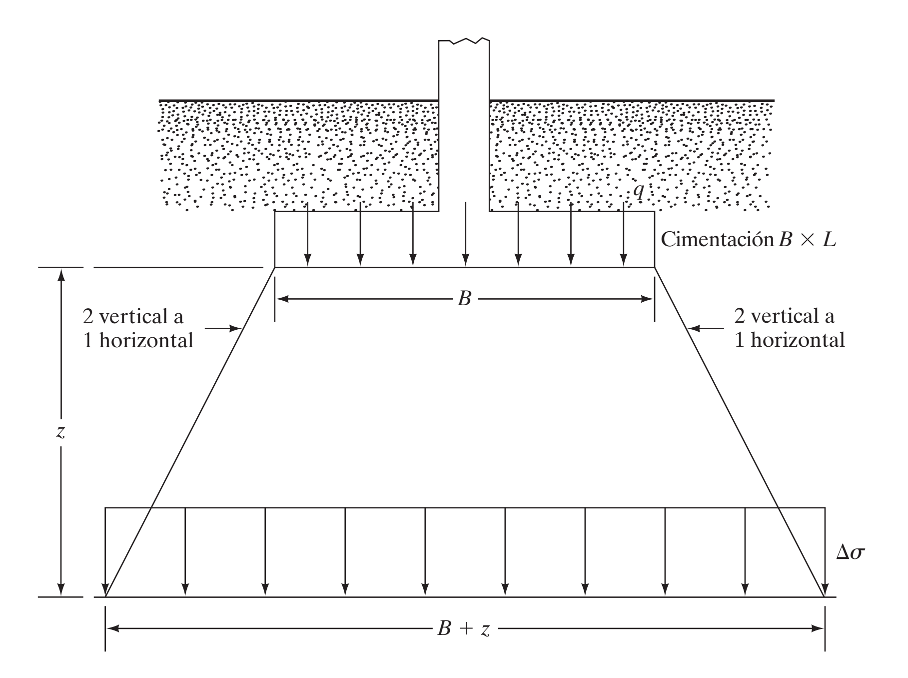


Figura 9.23 Método 2:1 para determinar el aumento del esfuerzo bajo una cimentación

donde $\Delta\sigma_t$, $\Delta\sigma_m$ y $\Delta\sigma_b$ representan el aumento de la presión en la parte superior, media e inferior de la capa, respectivamente. Las magnitudes de $\Delta\sigma_t$, $\Delta\sigma_m$ y $\Delta\sigma_b$ se pueden obtener usando la ecuación (8.33) y la tabla 8.6.

En algunos casos los ingenieros de cimentaciones utilizan un método aproximado para determinar el aumento del esfuerzo con la profundidad causada por la construcción de una base. Esto se conoce como *método 2:1* (figura 9.23). De acuerdo con este método, el aumento del esfuerzo a una profundidad z, es

$$\Delta\sigma = \frac{q \times B \times L}{(B + z)(L + z)} \tag{9.47}$$

Tenga en cuenta que la ecuación (9.47) supone que el esfuerzo sobre la cimentación se extiende a lo largo de las líneas con una *pendiente 2 vertical* para *1 horizontal*.

Ejemplo 9.10

Calcule el asentamiento de la consolidación primaria de la capa de arcilla de 3 m de espesor (figura 9.24) que será el resultado de la carga transportada por un 1.5 m pie cuadrado. La arcilla está normalmente consolidada. Utilice el *método* de cálculo de *2:1* $\Delta\sigma'$

Solución

De la ecuación (9.16) para arcilla normalmente consolidada, tenemos

$$S_p = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right)$$

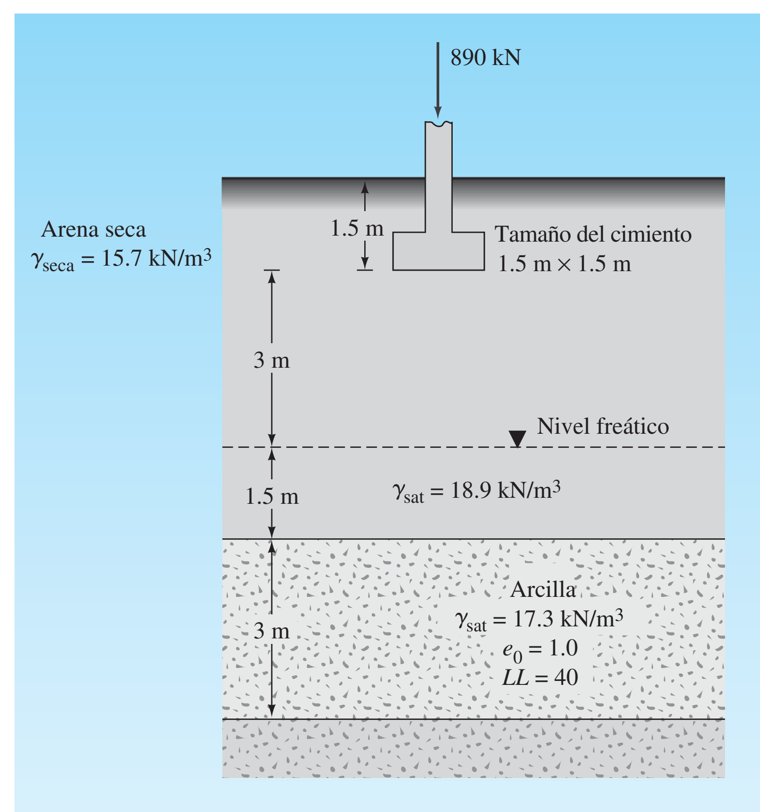


Figura 9.24

donde

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(40 - 10) = 0.27$$
$$H = 3000 \text{ mm}$$
$$e_0 = 1.0$$
$$\sigma'_0 = 4.5 \times \gamma_{seca(arena)} + 1.5[\gamma_{sat(arena)} - 9.81] + \frac{3}{2}[\gamma_{sat(arcilla)} - 9.81]$$
$$= 4.5 \times 15.7 + 1.5\,(18.9 - 9.81) + 1.5(17.3 - 9.81) = 95.52 \text{ kN/m}^2$$

Con el objetivo de calcular $\Delta\sigma'$, hemos preparado la siguiente tabla:

z (cm)	**B + z (m)**	**q^a (kN/m²)**	**$\Delta\sigma'$ [Ec. (9.46)]**
4.5	6.0	395.6	$24.72 = \Delta\sigma'_t$
6.0	7.5	395.6	$15.82 = \Delta\sigma'_m$
7.5	9.0	395.6	$10.99 = \Delta\sigma'_b$

[a] $q = \dfrac{890}{1.5 \times 1.5} = 395.6 \text{ kN/m}^2$

De la ecuación (9.46)

$$\Delta\sigma'_{\text{prom}} = \frac{24.72 + (4)(15.82) + 10.99}{6} \approx 16.5 \text{ kN/m}^2$$

$$S_p = \frac{(0.27)(3000)}{1 + 1} \log\left(\frac{95.52 + 16.5}{95.52}\right) = \mathbf{28.0 \text{ mm}}$$

Nota: Si se utiliza la tabla 8.6 y la ecuación (8.33) para estimar $\Delta\sigma'_{\text{prom}}$, el valor de S_p será 21.3 mm.

9.13 Modificación Skempton-Bjerrum para asentamientos de consolidación

El cálculo de asentamientos de consolidación presentado en la sección anterior se basa en las ecuaciones (9.16), (9.18) y (9.19). Estas ecuaciones se fundamentan en pruebas de consolidación de laboratorio de una dimensión. La suposición subyacente de estas ecuaciones es que el aumento de la presión del agua intersticial (Δu) inmediatamente después de la aplicación de la carga es igual al aumento del esfuerzo ($\Delta\sigma$) a cualquier profundidad. Para este caso

$$S_{p(\text{oed})} = \int \frac{\Delta e}{1 + e_o} dz = \int m_v \, \Delta\sigma'_{(1)} \, dz \tag{9.48}$$

donde

$S_{p(\text{oed})}$ = asentamiento de consolidación primario calculada usando las ecuaciones (9.16), (9.18) y (9.19)
$\Delta\sigma_{(1)}$ = aumento del esfuerzo vertical
m_v = coeficiente de volumen de compresibilidad

Sin embargo, en campo, cuando se aplica la carga sobre un área limitada sobre la superficie del suelo este supuesto no será correcto. Consideremos el caso de una base circular sobre una capa de arcilla, como se muestra en la figura 9.25. Los aumentos verticales y el esfuerzo horizontal en un punto en la capa de arcilla inmediatamente por debajo del centro de la base son $\Delta\sigma_{(1)}$ y $\Delta\sigma_{(3)}$, respectivamente. Para una arcilla saturada, el aumento de la presión del agua intersticial con la profundidad se puede dar como (véase el capítulo 10)

$$\Delta u = \Delta\sigma_{(3)} + A[\Delta\sigma_{(1)} - \Delta\sigma_{(3)}] \tag{9.49}$$

donde A = parámetro de presión del agua intersticial (véase el capítulo 10). Para este caso, se puede escribir que

$$S_p = \int m_v \, \Delta u \, dz = \int (m_v)\{\Delta\sigma_{(3)} + A[\Delta\sigma_{(1)} - \Delta\sigma_{(3)}]\} \, dz \tag{9.50}$$

Combinando las ecuaciones (9.48) y (9.50)

$$K_{\text{cir}} = \frac{S_p}{S_{p(\text{oed})}} = \frac{\int_0^H m_v \, \Delta u \, dz}{\int_0^H m_v \, \Delta\sigma_{(1)} \, dz} = A + (1 - A)\left[\frac{\int_0^H \Delta\sigma_{(3)} \, dz}{\int_0^H \Delta\sigma_{(1)} \, dz}\right] \tag{9.51}$$

donde K_{cir} = coeficiente de asentamiento para bases circulares.

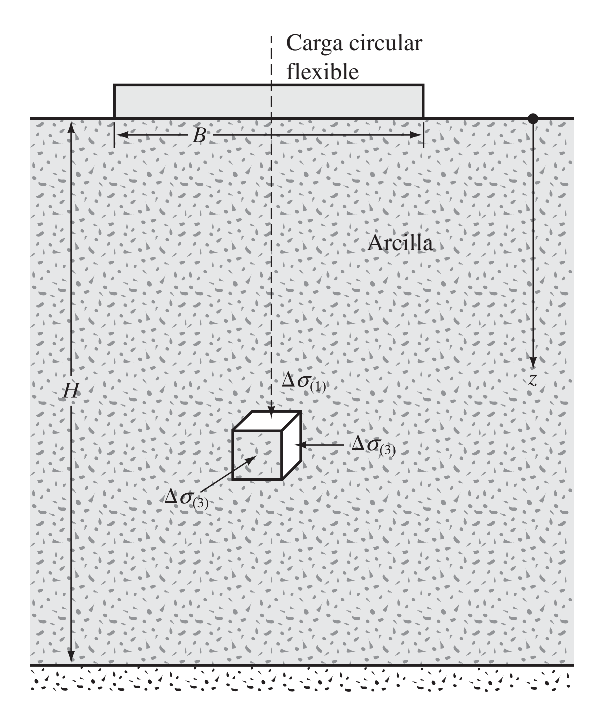


Figura 9.25 Base circular sobre una capa de arcilla

El coeficiente de asentamiento para una base continua (K_{str}) se puede determinar de una manera similar a la de una base circular. La variación de K_{cir} y K_{str} con A y H/B se da en la figura 9.26. (*Nota*: B = diámetro de una base circular, y B = anchura de una base continua.)

A continuación se presenta el procedimiento para la determinación del asentamiento de consolidación de acuerdo con la modificación de Skempton y Bjerrum (1957).

1. Determinar el asentamiento de consolidación primaria utilizando el procedimiento descrito en la sección 9.12. Se trata de $S_{p(\text{oed})}$. (Note el cambio de la notación de S_p.)
2. Determinar el parámetro de presión del agua intersticial, A.
3. Determinar H/B.
4. Obtener el coeficiente de asentamiento, en este caso, a partir de la figura 9.26.
5. Calcular el asentamiento de consolidación real,

$$S_p = \underset{\substack{\uparrow \\ \text{Paso 1}}}{S_{p(\text{oed})}} \times \text{coeficiente de asentamiento} \tag{9.52}$$

Esta técnica se denomina generalmente como la *modificación Skempton-Bjerrum* para el cálculo de asentamientos de consolidación.

Leonards (1976) considera el factor de corrección K_{cir} para efecto de consolidación en tres dimensiones en campo para una base circular situada sobre arcilla sobreconsolidada. Haciendo referencia a la figura 9.25,

$$S_p = K_{\text{cir}(OC)}\, S_{p(\text{oed})} \tag{9.53}$$

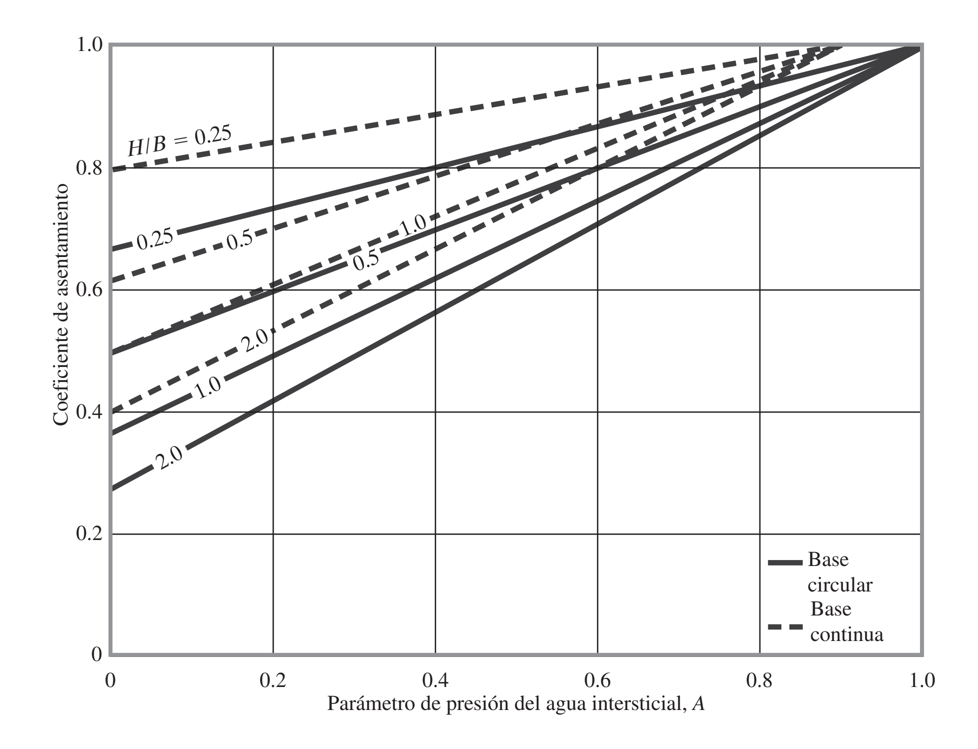


Figura 9.26 Coeficiente de asentamiento para bases circular (K_{cir}) y continua (K_{str})

donde

$$K_{cir(OC)} = f\left(OCR, \frac{B}{H}\right) \tag{9.54}$$

$$OCR = \text{factor de sobreconsolidación} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \tag{9.55}$$

σ'_c = presión de preconsolidación

σ'_o = presión efectiva de sobrecarga presente

Los valores de $K_{cir(OC)}$ interpolado a partir del trabajo de Leonards (1976) se dan en la tabla 9.4. El procedimiento para usar los factores de modificación antes mencionados se demuestra en el ejemplo 9.11.

Tabla 9.4 Variación de $K_{cir(OC)}$ con OCR y B/H

	$K_{cir(OC)}$		
OCR	***B/H* = 4.0**	***B/H* = 1.0**	***B/H* = 0.2**
1	1	1	1
2	0.986	0.957	0.929
3	0.972	0.914	0.842

Tabla 9.4 (*continuación*)

	$K_{cir(OC)}$		
OCR	***B/H* = 4.0**	***B/H* = 1.0**	***B/H* = 0.2**
4	0.964	0.871	0.771
5	0.950	0.829	0.707
6	0.943	0.800	0.643
7	0.929	0.757	0.586
8	0.914	0.729	0.529
9	0.900	0.700	0.493
10	0.886	0.671	0.457
11	0.871	0.643	0.429
12	0.864	0.629	0.414
13	0.857	0.614	0.400
14	0.850	0.607	0.386
15	0.843	0.600	0.371
16	0.843	0.600	0.357

Ejemplo 9.11

Consulte el ejemplo 9.10. Suponga que la arcilla es sobreconsolidada. Dados $OCR = 3$, índice de abultamiento $(C_s) \approx \frac{1}{4}C_c$.

a. Calcule el asentamiento de consolidación primaria, S_p.
b. Suponiendo el efecto tridimensional, modifique el asentamiento calculado en el inciso a.

Solución

Inciso a

A partir del ejemplo 9.10, $\sigma'_o = 95.52$ kN/m^2. Como $OCR = 3$, la presión de preconsolidación $\sigma'_c = (OCR)(\sigma'_o) = (3)(95.52) = 286.56$ kN/m^2. Para este caso

$$\sigma'_o + \Delta\sigma'_{\text{prom}} = 95.52 + 16.5 < \sigma'_c$$

Por lo tanto, la ecuación (9.18) puede ser utilizada

$$S_p = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{\text{prom}}}{\sigma'_o}\right) = \frac{\left(\frac{0.27}{4}\right)(3000)}{1 + 1} \log\left(\frac{95.52 + 16.5}{95.52}\right) = \mathbf{7.0\ mm}$$

Inciso b

Suponiendo que el método 2:1 de aumento de esfuerzo es válido, el área de distribución del esfuerzo en la parte superior de la capa de arcilla tendrá dimensiones de

$$B' = \text{ancho} = B + z = 1.5 + 4.5 = 6 \text{ m}$$
$$L' = \text{ancho} = L + z = 1.5 + 4.5 = 6 \text{ m}$$

El diámetro de un área circular equivalente, B_{eq}, se puede dar como

$$\frac{\pi}{4}B_{eq}^2 = B'L'$$

$$B_{eq} = \sqrt{\frac{4B'L'}{\pi}} = \sqrt{\frac{(4)(6)(6)}{\pi}} = 6.77 \text{ m}$$

$$\frac{B_{eq}}{H} = \frac{6.77}{3} = 2.26$$

De la tabla 9.4, para $OCR = 3$ y $B_{eq}/H = 2.26$, $K_{cir\,(OC)} \approx 0.95$. Por lo tanto

$$S_p = K_{cir(OC)}S_{p(oed)} = (0.95)(7.0) = \mathbf{6.65\ mm}$$

9.14 Resumen

En este capítulo, hemos hablado de lo siguiente:

1. La consolidación es un proceso dependiente del tiempo de asentamiento del suelo cohesivo saturado sometido a una mayor presión. El asentamiento se lleva a cabo debido a la expulsión gradual de agua que ocupa el espacio vacío en la arcilla.
2. La consolidación en campo se puede dividir en dos etapas de consolidación: primaria y secundaria.
3. La arcilla normalmente consolidada es aquella en la que la presión de sobrecarga efectiva presente es la presión máxima a la que el suelo ha sido sometido en el pasado.
4. En arcilla sobreconsolidada la presión de sobrecarga efectiva presente es menor que la que el suelo ha experimentado en el pasado.
5. El asentamiento de consolidación primaria se puede calcular usando las ecuaciones (9.14), (9.16), (9.18) y (9.19).
6. El asentamiento de consolidación secundaria puede ser calculado usando las ecuaciones (9.28) y (9.29).
7. El grado promedio de consolidación (U) es una función del factor de tiempo (T_v). Así $U \propto T_v$.
8. El coeficiente de consolidación (c_v) se puede determinar en el laboratorio por el método de logaritmo de tiempo o el método de la raíz cuadrada del tiempo.
9. El asentamiento de consolidación primaria bajo una base se puede calcular utilizando las ecuaciones (9.16), (9.18) y (9.19). Al utilizar estas ecuaciones se puede estimar el aumento de la presión promedio requerida con la ecuación (9.46).
10. El asentamiento de consolidación primaria calculado utilizando las ecuaciones (9.16), (9.18), (9.19) y (9.46) puede requerir ser modificado usando la relación de asentamiento (modificación Skempton-Bjerrum) presentada en la sección 9.13.

Problemas

9.1 Los resultados de la prueba de laboratorio de consolidación sobre una muestra de arcilla se presentan en la siguiente tabla.

Presión, σ' (kN/m^2)	**Altura total de la muestra al final de la consolidación (mm)**
25	17.65
50	17.40
100	17.03
200	16.56
400	16.15
800	15.88

Además, la altura inicial de la muestra = 19 mm, $G_s = 2.68$, la masa de la muestra seca = 95.2 g y el área de la muestra = 31.68 cm^2.

a. Dibuje la gráfica e-log σ'.
b. Determine la presión de preconsolidación.
c. Determine el índice de compresión, C_c.

9.2 A continuación se muestran los resultados de una prueba de consolidación:

e	**Presión, σ' (kN/m^2)**
1.22	25
1.2	50
1.15	100
1.06	200
0.98	400
0.925	500

a. Grafique la curva e-log σ'.
b. Utilizando el método Casagrande, determine la presión de preconsolidación.
c. Determine el índice de compresión, C_c.

9.3 La figura 9.27 muestra un perfil de suelo. La carga uniformemente distribuida sobre la superficie del suelo es $\Delta\sigma$. Dados: $\Delta\sigma = 50$ kN/m^2, $H_1 = 2.44$ m, $H_2 = 4.57$ m y $H_3 = 5.18$ m. Además,

- Arena: $\gamma_{seca} = 17.29$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 18.08$ kN/m^3
- Arcilla: $\gamma_{sat} = 18.87$ kN/m^3, $LL = 50$, $e = 0.9$

Determine el asentamiento de consolidación primaria si

a. La arcilla es normalmente consolidada
b. La presión de preconsolidación es de 130 kN/m^2 ($C_s \approx \frac{1}{6}C_c$)

9.4 Consulte la figura 9.27. Dados: $H_1 = 2.5$ m, $H_2 = 2.5$ m, $H_3 = 3$ m y $\Delta\sigma = 100$ kN/m^2. Además,

- Arena: $e = 0.64$ $G_s = 2.65$
- Arcilla: $e = 0.9$, $G_s = 2.75$, $LL = 55$

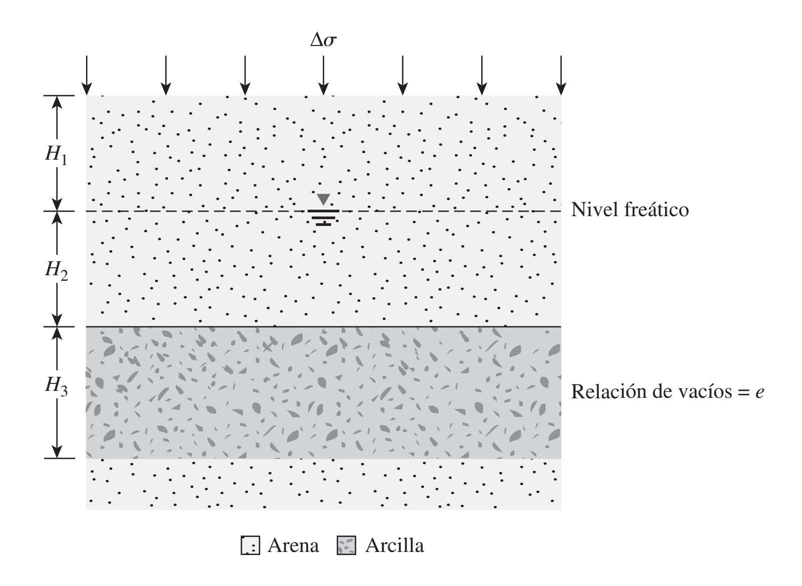


Figura 9.27

Determine el asentamiento de consolidación primaria de la capa de arcilla suponiendo que se consolida normalmente.

9.5 Las coordenadas de dos puntos de una curva de compresión virgen son las siguientes:

- $e_1 = 0.82$ • $\sigma'_1 = 125$ kN/m^2
- $e_2 = 0.70$ • $\sigma'_2 = 200$ kN/m^2

Determine la relación de vacío que corresponde a una presión de 300 kN/m^2.

9.6 Consulte el problema 9.4. Dado: $c_v = 2.8 \times 10^{-6}$ m^2/min.
¿Cuánto tiempo se necesita para que se produzca el 60% de consolidación?

9.7 A continuación se presentan las relaciones de e y σ' para un suelo de arcilla:

e	σ' (kN/m^2)
1.0	20
0.97	50
0.85	180
0.75	320

Para este suelo arcilloso en campo, se dan los siguientes valores: $H = 1.37$ m, $\sigma'_o = 70$ kN/m^2 y $\sigma'_o + \Delta\sigma' = 200$ kN/m^2. Calcule el asentamiento previsto a causa de la consolidación primaria.

9.8 Las coordenadas de dos puntos de una curva de compresión virgen son las siguientes:

- $e_1 = 1.7$ • $\sigma'_1 = 150$ kN/m^2
- $e_2 = 1.48$ • $\sigma'_2 = 400$ kN/m^2

a. Determine el coeficiente de compresibilidad del volumen para la gama de presión indicada.

b. Dado que el $c_v = 0.002$ cm^2/s, determine k en cm/s correspondiente a la relación de vacíos promedio.

9.9 El tiempo para el 50% de consolidación de una capa de arcilla de espesor 25 mm (drenaje en la parte superior e inferior) en el laboratorio es de 2 min, 20 s. ¿Cuánto tiempo (en días) se necesita para que una capa de 2.44 m de espesor de la misma arcilla en campo (con el mismo incremento de presión) alcance el 30% de consolidación? En campo, hay una capa de roca en la parte inferior de la arcilla.

9.10 Para una arcilla normalmente consolidada, se dan los siguientes datos:

- $\sigma'_o = 200$ kN/m^2
- $\sigma'_o + \Delta\sigma' = 400$ kN/m^2
- $e = e_o = 1.21$
- $e = 0.96$

La conductividad hidráulica k de la arcilla para el intervalo de carga anterior es 54.9×10^{-4} cm/día.

a. ¿Cuánto tiempo (en días) se necesita para que una capa de arcilla de 2.74 m de espesor en campo (drenaje en ambos lados) alcance el 60% de consolidación?
b. ¿Cuál es el asentamiento en ese momento (es decir, en el 60% de consolidación)?

9.11 Para una prueba de laboratorio de consolidación en una muestra de arcilla (drenado en ambos lados), se obtiene lo siguiente:

- Espesor de la capa de arcilla = 25 mm
- $\sigma'_1 = 200$ kN/m^2
- $e_1 = 0.73$
- $\sigma'_2 = 400$ kN/m^2
- $e_2 = 0.61$
- Tiempo para el 50% de consolidación (t_{50}) = 2.8 min

Determine la conductividad hidráulica de la arcilla para el intervalo de carga.

9.12 El tiempo para el 50% de consolidación de una capa de arcilla de 25 mm de espesor (drenaje en la parte superior e inferior) en el laboratorio es de 225 s. ¿Cuánto tiempo (en días) se necesita para que una capa de 2 m de espesor de la misma arcilla en campo (con el mismo incremento de presión) alcance el 50% de consolidación? En campo, hay una capa de roca en la parte inferior de la arcilla.

9.13 Una capa de arcilla saturada de 3 m de espesor bajo sobrecarga se sometió a 90% de consolidación primaria en 100 días. La muestra de prueba de laboratorio tendrá drenaje de dos vías.

a. Encuentre el coeficiente de consolidación de la arcilla para el rango de presión.
b. Para una capa de arcilla sin alteraciones de 25 mm de espesor, ¿cuánto tiempo tarda en someterse a 80% de consolidación en el laboratorio para un rango de presión similar?

9.14 Una capa de arcilla normalmente consolidada tiene 3 m de espesor (drenaje de un solo sentido). A partir de la aplicación de una presión dada, el asentamiento de consolidación primaria anticipado total será de 80 mm.

a. ¿Cuál es el grado promedio de consolidación de la capa de arcilla cuando el asentamiento es de 25 mm?
b. Si el valor promedio de c_v para el rango de presión es de 0.002 cm^2/s, ¿cuánto tiempo se necesita para que se produzca el asentamiento del 50%?
c. ¿Cuánto tiempo se necesita para que se produzca la consolidación del 50% si la capa de arcilla es drenada en la parte superior e inferior?

9.15 Refiérase a la figura 9.28. Teniendo en cuenta que $B = 1$ m, $L = 3$ m y $Q = 110$ kN, calcule el asentamiento de consolidación primaria de la base.

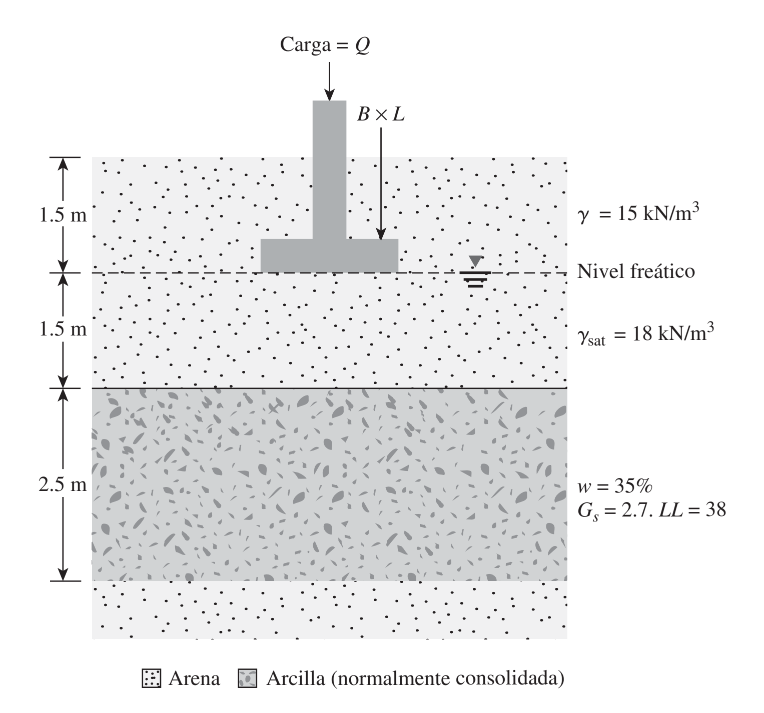


Figura 9.28

Referencias

CASAGRANDE, A. (1936). "Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance," *Proceedings*, 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, MA, Vol. 3, 60–64.

CASAGRANDE, A., and FADUM, R. E. (1940). "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes," Harvard University Graduate School Engineering Publication No. 8.

KULHAWY, F. H., and MAYNE, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.

LEONARDS, G. A. (1976). "Estimating Consolidation Settlement of Shallow Foundations on Overconsolidated Clay," *Special Report No. 163*, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 13–16.

MESRI, G. (1973). "Coefficient of Secondary Compression," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 99, No. SM1, 122–137.

MESRI, G. and GODLEWSKI, P. M. (1977). "Time and Stress – Compressibility Interrelationship", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. GT5, 417–430.

PARK, J. H., and KOUMOTO, T. (2004). "New Compression Index Equation," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 2, 223–226.

RENDON-HERRERO, O. (1983). "Universal Compression Index Equation," *Discussion, Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 109, No. 10, 1349.

RENDON-HERRERO, O. (1980). "Universal Compression Index Equation," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, No. GT11, 1179–1200.

SCHMERTMANN, J. H. (1953). "Undisturbed Consolidation Behavior of Clay," *Transactions, ASCE*, Vol. 120, 1201.

Skempton, A. W. (1944). "Notes on the Compressibility of Clays," *Quarterly Journal of the Geological Society of London*, Vol. 100, 119–135.

Skempton, A. W., and Bjerrum, L. (1957). "A Contribution to Settlement Analysis of Foundations in Clay," *Geotechnique*, London, Vol. 7, 178.

Taylor, D. W. (1942). "Research on Consolidation of Clays," *Serial No. 82*, Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.

Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, Deuticke, Vienna.

Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., Wiley, New York.

Wroth, C. P. and Wood, D. M. (1978) "The Correlation of Index Properties with Some Basic Engineering Properties of Soils", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 2, 137–145.

CAPÍTULO 10

Resistencia cortante del suelo

10.1 Introducción

La *resistencia cortante* de un suelo es la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior. Los ingenieros deben entender los principios de la resistencia al cizallamiento del suelo para analizar los problemas, como

- Capacidad de carga de cimentaciones superficiales
- Estabilidad de taludes naturales o de origen humano
- Estimación de la presión lateral de tierra para el diseño de estructuras de retención de tierras
- Capacidad de carga de pilotes y pozos perforados

La resistencia al cizallamiento es, en general, una función de

- La cohesión entre las partículas del suelo
- La resistencia a la fricción entre las partículas sólidas
- El contenido de humedad y la presión del agua intersticial en la masa del suelo

Este capítulo está diseñado para presentar los conceptos fundamentales de la resistencia cortante y varios tipos de pruebas realizadas en el laboratorio para determinar los parámetros de resistencia.

10.2 Criterio de falla de Mohr-Coulomb

Mohr (1900) presentó una teoría para la ruptura en los materiales. Esta teoría sostiene que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no de cualquier esfuerzo máximo normal o cortante solo. Por lo tanto, la relación funcional entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano de falla se puede expresar en la forma

$$\tau_f = f(\sigma) \tag{10.1}$$

donde

τ_f = esfuerzo cortante en el plano de falla
σ = esfuerzo normal en el plano de falla

La envolvente de falla definida por la ecuación (10.1) es una curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente para aproximarse al esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación puede escribirse como

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \tag{10.2}$$

donde

c = cohesión
ϕ = ángulo de fricción interna

La ecuación anterior se denomina *criterio de falla de Mohr-Coulomb*.

En suelo saturado, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión del agua intersticial, o

$$\sigma = \sigma' + u$$

El esfuerzo efectivo, σ', lo realizan los sólidos del suelo. Por lo tanto, para aplicar la ecuación (10.2) a la mecánica de suelos, es necesario reescribirla como

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi' \tag{10.3}$$

donde

c' = esfuerzo de cohesión efectivo
ϕ' = ángulo de fricción efectivo

La importancia de la envolvente de falla se puede explicar de la siguiente manera: si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo (figura 10.1a) son tales que se grafican como el punto *A* en la figura 10.1b, entonces la falla de cizalla o corte se produce a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre el plano se grafican como el punto *B* (que cae sobre la envolvente de falla), entonces la falla de corte se producirá a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto *C* no puede existir porque su gráfica está por encima de la envolvente de falla, y la falla de corte en un terreno se habría producido ya.

El valor de c' para arena y limo inorgánico es 0. Para arcillas normalmente consolidadas, c' se puede aproximar a 0. Las arcillas sobreconsolidadas tienen valores de c' mayores que 0. El ángulo de fricción, ϕ', se refiere a veces como el *ángulo de fricción de drenado*. En la tabla 10.1 se dan los valores típicos de ϕ' para algunos suelos granulares.

Para arcillas normalmente consolidadas, el ángulo de fricción ϕ' varía generalmente entre 20º y 30º. Para arcillas sobreconsolidadas, la magnitud de ϕ' disminuye. Para arcillas naturales sobreconsolidadas no cementadas, con una presión de preconsolidación aproximadamente menor a 1000 kN/m^2, la magnitud de c' está en el intervalo de 5 a 15 kN/m^2.

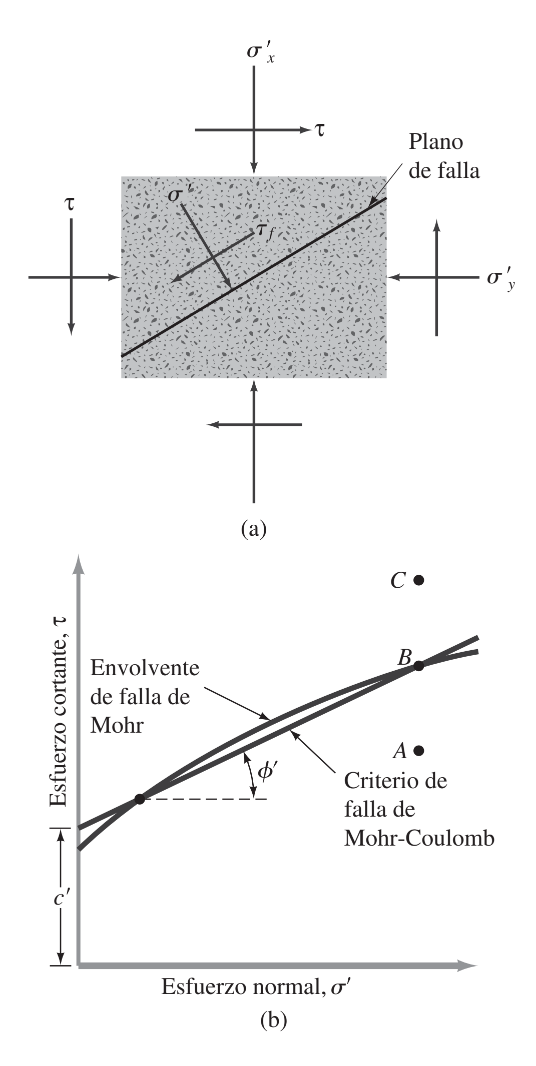


Figura 10.1 Envolvente de falla de Mohr y criterio de rotura de Mohr-Coulomb

Tabla 10.1 Relación entre la densidad relativa y el ángulo de fricción en suelos sin cohesión

Estado de empaquetamiento	Densidad relativa (%)	Ángulo de fricción ϕ' (grados)
Muy suelto	<20	<30
Suelto	20–40	30–35
Compacto	40–60	35–40
Denso	60–80	40–45
Muy denso	>80	>45

10.3 Inclinación del plano de falla causado por cortante

Como lo establecen los criterios de falla de Mohr-Coulomb, la falla por cortante se producirá cuando el esfuerzo cortante en un plano alcance el valor dado por la ecuación (10.3). Para determinar la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor, consulte la figura 10.2a, donde σ'_1 y σ'_3 son, respectivamente, los esfuerzos eficaces principales mayor y menor. El plano de falla *EF* forma un ángulo θ con el plano principal mayor. Para determinar el ángulo θ y la relación entre σ'_1 y σ'_3 refiérase a la figura 10.2b, que es una representación del círculo de Mohr para el estado de esfuerzo mostrado en la figura 10.2a. En la figura 10.2b, *fgh* es la envolvente de falla definida por la relación $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$. La línea radial *ab* define el plano principal mayor (*CD* en la figura 10.2a), y la línea radial define el plano de falla (*EF* en la figura 10.2a). Se puede demostrar que $<bad = 2\theta = 90 + \phi'$, o

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2} \tag{10.4}$$

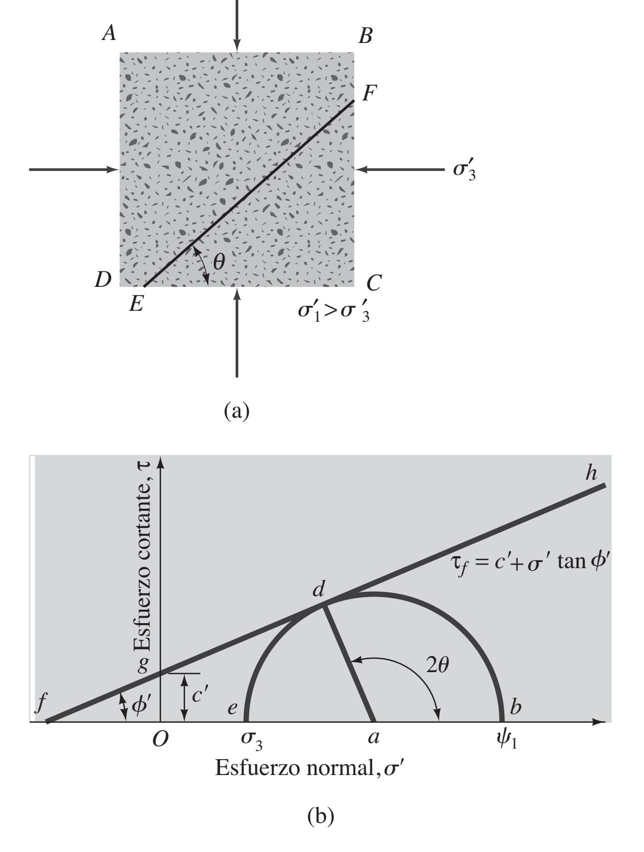


Figura 10.2 Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor

De nuevo, de la figura 10.2, tenemos

$$\frac{\overline{ad}}{\overline{fa}} = \operatorname{sen}\phi' \tag{10.5}$$

$$\overline{fa} = fO + Oa = c' \cot \phi' + \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \tag{10.6}$$

Además,

$$\overline{ad} = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \tag{10.7}$$

Sustituyendo las ecuaciones (10.6) y (10.7) en la ecuación (10.5), tenemos

$$\operatorname{sen}\phi' = \frac{\dfrac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}}{c' \cot \phi' + \dfrac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}}$$

o

$$\sigma_1' = \sigma_3'\left(\frac{1 + \operatorname{sen}\phi'}{1 - \operatorname{sen}\phi'}\right) + 2c'\left(\frac{\cos \phi'}{1 - \operatorname{sen}\phi'}\right) \tag{10.8}$$

Sin embargo,

$$\frac{1 + \operatorname{sen}\phi'}{1 - \operatorname{sen}\phi'} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

y

$$\frac{\cos \phi'}{1 - \operatorname{sen}\phi'} = \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Por lo tanto,

$$\sigma_1' = \sigma_3' \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{10.9}$$

La relación anterior es el criterio de falla de Mohr reenunciado en términos de los esfuerzos de falla.

DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA CORTANTE

Los parámetros de resistencia cortante de un suelo se determinan en el laboratorio principalmente con dos tipos de pruebas: la prueba de corte directo y la prueba triaxial. Los procedimientos para la realización de cada una de estas pruebas se explican en detalle en las siguientes secciones.

10.4 Prueba de corte directo

Ésta es la forma más antigua y simple de arreglo de prueba de corte. En la figura 10.3 se muestra un diagrama del aparato de prueba de corte directo. El equipo de prueba consiste en una caja de corte de metal en la que se coloca la muestra de suelo. Las muestras de suelo pueden ser cuadradas o circulares. El tamaño de las muestras utilizadas generalmente es alrededor de 20 a 25 cm^2 de sección transversal y de 25 a 30 mm de altura. La caja se divide horizontalmente en dos mitades. La fuerza normal sobre la muestra se aplica desde la parte superior de la caja de corte. El esfuerzo normal sobre las muestras puede ser tan grande como 1000 kN/m^2. La fuerza cortante se aplica moviendo una mitad de la caja con respecto a la otra para provocar una falla en la muestra de suelo.

Dependiendo del equipo, la prueba de corte puede ser de esfuerzo controlado o deformación controlada. En las pruebas de esfuerzo controlado, la fuerza de corte es aplicada en incrementos iguales hasta que la muestra falla y ésta ocurre a lo largo del plano de división de la caja de corte. Después de la aplicación de cada carga incremental, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide con un indicador horizontal. El cambio en la altura de la muestra (y por lo tanto el cambio de volumen) durante la prueba se puede obtener a partir de las lecturas de un indicador que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga.

En las pruebas de deformación controlada, por medio de un motor que actúa a través de engranajes se aplica una velocidad constante de desplazamiento de cizalladura a una mitad de la caja. La constante de velocidad de desplazamiento de corte se mide mediante un indicador de cuadrante horizontal. La fuerza de resistencia cortante del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento de cizalladura se puede medir por un anillo de prueba horizontal o celda de carga. El cambio de volumen de la muestra durante la prueba se obtiene de una manera similar a las pruebas de esfuerzo controlado. La figura 10.4 es una fotografía del equipo de prueba de corte directo de deformación controlada.

La ventaja de las pruebas de deformación controlada es que, en el caso de la arena densa, la resistencia máxima al corte (es decir, a la falla), así como la resistencia mínima al corte (esto es, en un punto después de la falla, denominado *resistencia última*) se pueden observar y grafi-

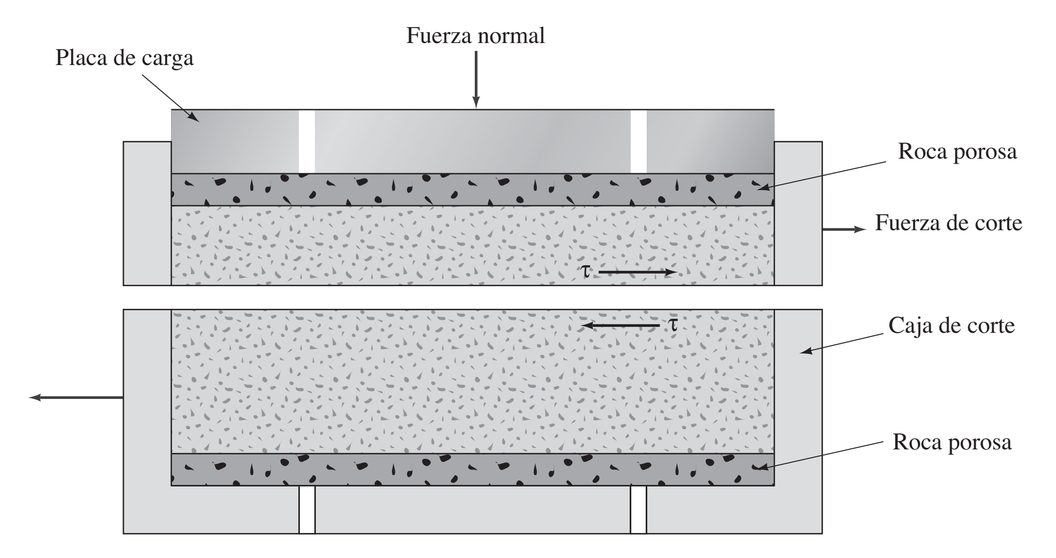


Figura 10.3 Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo



Figura 10.4 Equipo de prueba de corte directo (Cortesía de ELE International)

car. En las pruebas de esfuerzo controlado sólo la resistencia máxima al corte puede ser observada y graficada. Tenga en cuenta que la resistencia máxima al esfuerzo cortante en las pruebas de esfuerzo controlado sólo puede ser aproximada. Esto es debido a que la falla se produce a un nivel de esfuerzo en algún lugar entre el incremento de carga de prefalla y el incremento de la carga de falla. Sin embargo, las pruebas de esfuerzo controlado probablemente simulan situaciones reales de campo mejor que las pruebas de deformación controlada.

Para una prueba determinada en suelo seco, el esfuerzo normal se puede calcular como

$$\sigma = \sigma' = \text{esfuerzo normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la sección transversal de la muestra}} \tag{10.10}$$

La resistencia al esfuerzo cortante para cualquier desplazamiento de cizalladura se puede calcular como

$$\tau = \text{esfuerzo cortante} = \frac{\text{resistencia al esfuerzo de corte}}{\text{área de la sección transversal de la muestra}} \tag{10.11}$$

La figura 10.5 muestra una gráfica típica del esfuerzo de corte y el cambio en la altura de la muestra contra el desplazamiento cortante de arenas sueltas y densas. Estas observaciones se obtuvieron a partir de una prueba de deformación controlada. Las siguientes generalizaciones se pueden hacer a partir de la figura 10.5 en relación con la variación de la resistencia al esfuerzo cortante con desplazamiento cortante:

1. En arena suelta la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con el desplazamiento cortante hasta que se alcanza un esfuerzo cortante de falla τ_f. Después de eso, la resistencia al esfuerzo cortante permanece aproximadamente constante con cualquier incremento adicional en el desplazamiento de cizalladura.

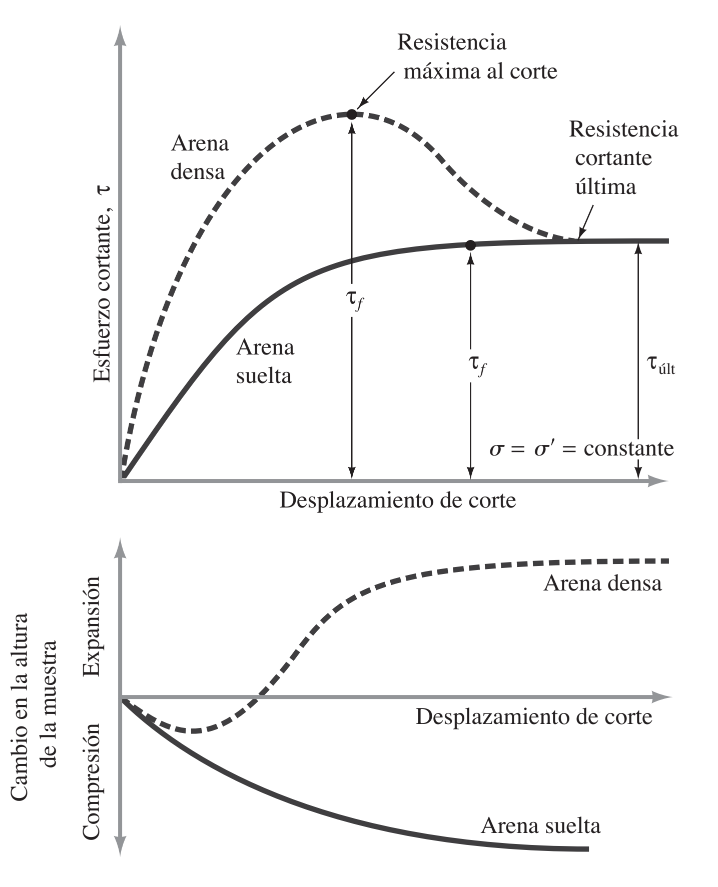


Figura 10.5 Gráfica del esfuerzo cortante y el cambio en la altura de la muestra frente al desplazamiento cortante para arena seca suelta y densa (prueba de corte directo)

2. En la arena densa la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con el desplazamiento cortante hasta que alcanza un esfuerzo de falla τ_f. Este τ_f es llamado *resistencia máxima al corte*. Después que se alcanza el esfuerzo de falla, la resistencia al esfuerzo cortante disminuye gradualmente a medida que aumenta el desplazamiento de cizalladura hasta que finalmente se alcanza un valor constante llamado *resistencia cortante última* ($\tau_{\text{últ}}$).

Pruebas de corte directo fueron repetidas en muestras similares con diversos esfuerzos normales. Los esfuerzos normales y los valores correspondientes de τ_f obtenidos a partir de una serie de pruebas se trazan en una gráfica, a partir de la cual se determinan los parámetros de resistencia cortante. La figura 10.6 muestra una gráfica para las pruebas sobre arena seca. La ecuación de la recta promedio obtenida a partir de los resultados experimentales es

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' \tag{10.12}$$

(*Nota:* $c' = 0$ para la arena y $\sigma = \sigma'$ para condiciones secas.) Así que el ángulo de fricción

$$\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_f}{\sigma'}\right) \tag{10.13}$$

Si se conoce la variación de la resistencia final al corte ($\tau_{\text{últ}}$) con esfuerzo normal, se puede representar como se muestra en la figura 10.6. La gráfica promedio se puede expresar como

$$\tau_{\text{últ}} = \sigma' \tan \phi'_{\text{últ}} \tag{10.14}$$

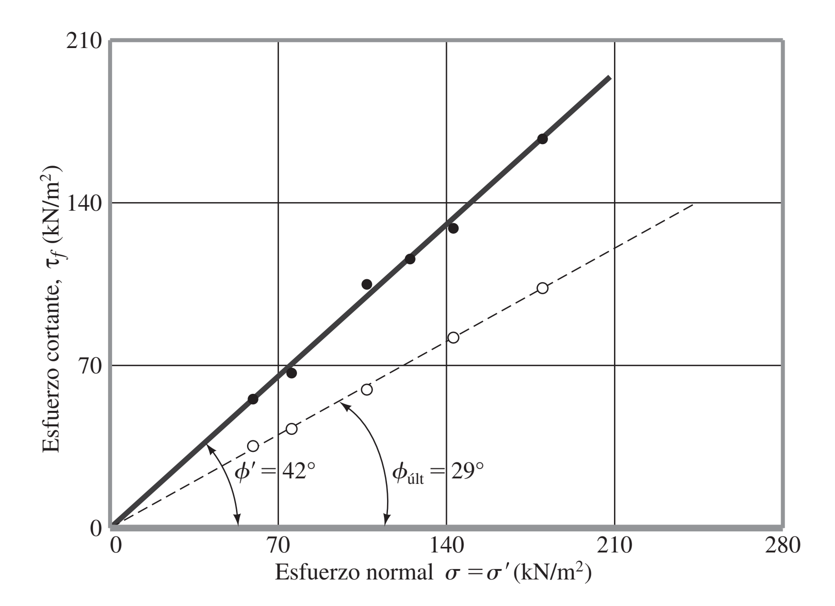


Figura 10.6 Determinación de los parámetros de resistencia cortante para arena seca utilizando los resultados de pruebas de corte directo

o

$$\phi'_{\text{últ}} = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_{\text{últ}}}{\sigma'}\right) \tag{10.15}$$

Prueba drenada de corte directo sobre arena y arcilla saturadas

La caja de corte que contiene la muestra de suelo se mantiene generalmente dentro de un recipiente que puede ser llenado con agua para saturar la muestra. Se realiza una *prueba drenada* en una muestra de suelo saturado, manteniendo la velocidad de carga lo suficientemente lenta como para que el exceso de presión del agua intersticial generada en el suelo se disipe completamente por el drenaje. El agua intersticial de la muestra se drena a través de dos rocas porosas (véase la figura 10.3).

Dado que la conductividad hidráulica de la arena es alta, el exceso de presión del agua intersticial generado a causa de la carga (normal y de cizallamiento) se disipa rápidamente. Por lo tanto, para una velocidad de carga ordinaria, existen esencialmente las condiciones de drenaje completo. El ángulo de fricción ϕ' obtenido a partir de una prueba de corte directo con drenaje en arena saturada será el mismo que el de una muestra similar de arena seca.

La conductividad hidráulica de la arcilla es muy pequeña en comparación con la de la arena. Cuando se aplica una carga normal a una muestra de suelo de arcilla debe transcurrir un lapso de tiempo suficiente para la consolidación completa, es decir, para la disipación del exceso de presión del agua intersticial. Por esa razón, la carga cortante tiene que ser aplicada a un ritmo muy lento. La prueba puede durar de 2 a 5 días.

Comentarios generales sobre las pruebas de corte directo

La prueba de corte directo es más fácil de realizar, pero tiene algunas limitaciones inherentes. La fiabilidad de los resultados puede ser cuestionada. Esto es debido al hecho de que en esta prueba no se permite que el suelo falle a lo largo del plano más débil pero se ve obligado a fallar a lo largo del plano de división de la caja de corte. Además, la distribución del esfuerzo cortante sobre el plano de falla de la muestra no es uniforme. A pesar de estas deficiencias, la prueba de corte directo es la más simple y más económica para un suelo arenoso seco o saturado.

En muchos problemas de diseño de cimentación será necesaria para determinar el ángulo de fricción entre el suelo y el material en el que se construye la base (figura 10.7).

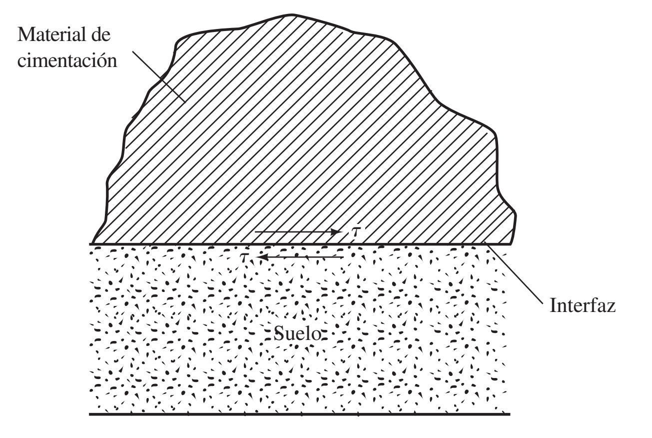


Figura 10.7 Interfaz de un material de cimentación y el suelo

El material de cimentación puede ser concreto, acero o madera. La resistencia cortante a lo largo de la superficie de contacto del suelo y la cimentación puede darse como

$$\tau_f = c'_a + \sigma' \tan \delta' \tag{10.16}$$

donde

c'_a = adhesión
δ' = ángulo efectivo de fricción entre el suelo y el material de cimentación

Tenga en cuenta que la ecuación anterior es similar en forma a la ecuación (10.3). Los parámetros de la resistencia cortante entre un suelo y un material de cimentación pueden determinarse convenientemente por una prueba de corte directo. Ésta es una gran ventaja de esta prueba. El material de cimentación se puede colocar en la parte inferior de la caja de la prueba de corte directo y luego el suelo puede ser colocado encima de él (es decir, en la parte superior de la caja) y la prueba puede llevarse a cabo de la manera habitual.

También es importante darse cuenta que las relaciones para ϕ' y δ' variarán dependiendo de la magnitud del esfuerzo normal efectivo, σ'. La razón de esto puede ser explicada si se hace referencia a la figura 10.8. En la sección 10.2 se mencionó que la envolvente de falla de Mohr es realmente curva y la ecuación (10.3) es sólo una aproximación. Si se lleva a cabo una prueba de corte directo con $\sigma' = \sigma'_{(1)}$, la resistencia cortante será $\tau_{f(1)}$. Así

$$\delta' = \delta'_1 = \tan^{-1}\left[\frac{\tau_{f(1)}}{\sigma'_{(1)}}\right]$$

Esto se muestra en la figura 10.8. De manera similar, si la prueba se lleva a cabo con $\sigma' = \sigma'_{(2)}$, entonces

$$\delta' = \delta'_2 = \tan^{-1}\left[\frac{\tau_{f(2)}}{\sigma'_{(2)}}\right]$$

Como se puede ver en la figura 10.8, $\delta'_2 < \delta'_1$, entonces $\delta'_{(2)} > \delta'_{(1)}$. Teniendo esto en mente, es preciso comprender que los valores de ϕ' dados en la tabla 10.1 son sólo los valores promedio.

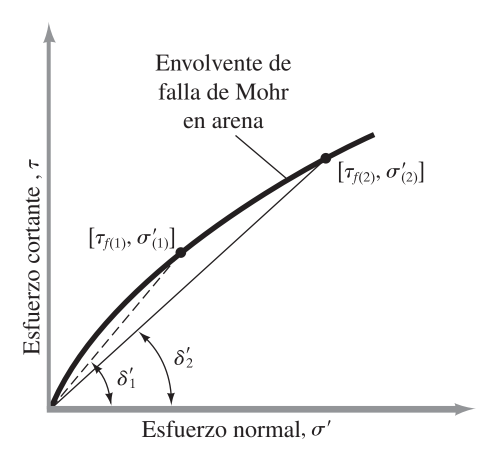


Figura 10.8 Naturaleza curvilínea de la envolvente de falla de Mohr en arena

Ejemplo 10.1

Se llevaron a cabo pruebas de corte directo en un suelo seco y arenoso. El tamaño de la muestra era 50 mm × 50 mm × 20 mm. Los resultados de la prueba aparecen en la tabla.

Prueba núm.	Fuerza normal (N)	Esfuerzo normal* $\sigma = \sigma'$ (kN/m^2)	Fuerza cortante en la falla (N)	Esfuerzo cortante en la falla,† τ_f (kN/m^2)
1	90	36	54	21.6
2	135	54	82.35	32.9
3	315	126	189.5	75.8
4	450	180	270.5	108.2

$$^{*}\sigma = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la muestra}} = \frac{\text{fuerza normal} \times 10^{-3}\,\text{kN}}{50 \times 50 \times 10^{-6}\,\text{m}^2}$$

$$^{\dagger}\tau_f = \frac{\text{fuerza cortante}}{\text{área de la muestra}} = \frac{\text{fuerza cortante} \times 10^{-3}\,\text{kN}}{50 \times 50 \times 10^{-6}\,\text{m}^2}$$

Determine los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.

Solución

Los esfuerzos cortantes, τ_f, obtenidos a partir de las pruebas se trazan en función de los esfuerzos normales en la figura 10.9, a partir de la cual encontramos que $c' = 0$, $\phi' = 31°$.

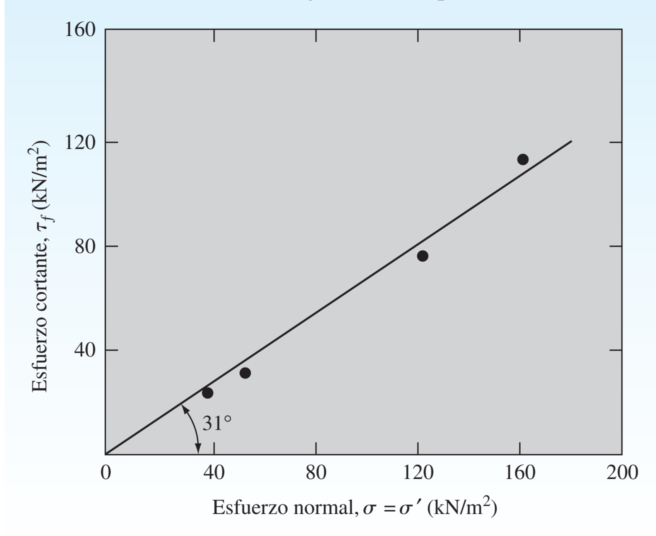


Figura 10.9

10.5 Prueba triaxial de corte

La prueba triaxial de corte es uno de los métodos más confiables disponibles para la determinación de los parámetros de resistencia cortante. Es ampliamente utilizada para la investigación y las pruebas convencionales. La prueba se considera confiable por las siguientes razones:

1. Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo que la prueba de corte directo no.

2. Proporciona condiciones de esfuerzo más uniformes que la prueba de corte directo al hacer su concentración de esfuerzos a lo largo del plano de falla.
3. Proporciona más flexibilidad en términos de la trayectoria de carga.

En la figura 10.10a se muestra un diagrama de la disposición de la prueba triaxial. La figura 10.10b muestra la fotografía de una prueba triaxial en proceso.

En la prueba triaxial de corte generalmente se utiliza una muestra de suelo de 38 mm de diámetro y 76 mm de largo. La muestra está encerrada por una fina membrana de hule y se coloca dentro de una cámara cilíndrica de plástico que por lo general se llena con agua o glicerina. La muestra es sometida a una presión de confinamiento por la compresión del fluido en la cámara. (Observe que el aire se utiliza a veces como un medio de compresión.) Para causar la falla cortante en la muestra se aplica esfuerzo axial a través de un pistón de carga vertical (a veces llamado *esfuerzo desviador*). El esfuerzo es sumado en una de dos maneras:

1. Aplicación de pesos muertos o presión hidráulica en incrementos iguales hasta que la muestra falla. (La deformación axial de la muestra resultante de la carga aplicada a través del pistón se mide mediante un indicador de cuadrante.)
2. Aplicación de la deformación axial a una velocidad constante por un reductor o prensa hidráulica de carga. Ésta es una prueba de deformación controlada. La carga axial aplicada por el pistón de carga correspondiente a una deformación axial dada se mide por un anillo de prueba o célula de carga unida al pistón.

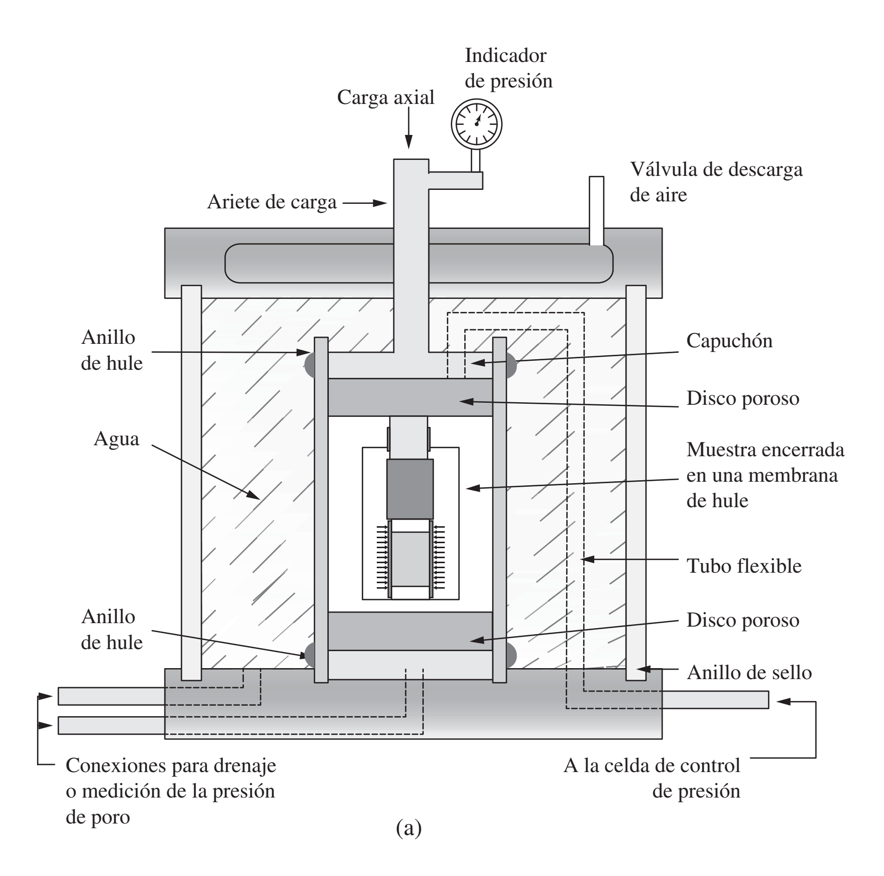


Figura 10.10 (a) Diagrama de un equipo de prueba triaxial



(b)

Figura 10.10 (*continuación*) (b) prueba triaxial en proceso (Cortesía de S. Vanapalli, Universidad de Ottawa, Canadá)

También se proporcionan conexiones para medir el drenaje dentro o fuera de la muestra, o para medir la presión del agua intersticial (para las condiciones de la prueba). En general, se realizan tres tipos estándar de pruebas triaxiales:

1. Prueba consolidada-drenada o prueba drenada (prueba CD)
2. Prueba consolidada-no drenada (prueba CU)
3. Prueba no consolidada-no drenada o prueba no drenada (prueba UU)

Los procedimientos generales y las implicaciones para cada una de las pruebas en s*uelos saturados* se describen en las siguientes secciones.

10.6 Prueba consolidada-drenada

En la prueba consolidada-drenada, la muestra se somete primero a una presión de confinamiento envolvente, σ_3, por la compresión del fluido de la cámara (figura 10.11). A medida que se aplica presión de confinamiento, la presión de agua intersticial de la muestra aumenta por u_c.

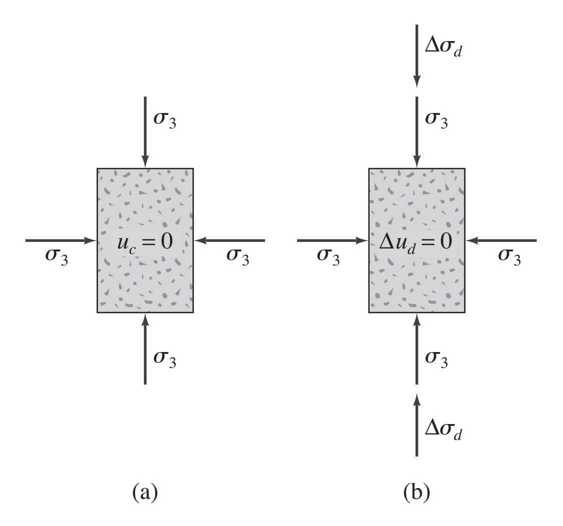


Figura 10.11 Prueba triaxial consolidada-drenada: (a) muestra bajo presión de confinamiento en la cámara, (b) aplicación del esfuerzo desviador

Este aumento en la presión del agua intersticial puede expresarse en forma de un parámetro adimensional:

$$B = \frac{u_c}{\sigma_3} \tag{10.17}$$

donde B = parámetro de Skempton para la presión de poro (Skempton, 1954).

Para suelos blandos saturados B es aproximadamente igual a 1; sin embargo, para los suelos rígidos saturados la magnitud de B puede ser inferior a 1. Black y Lee (1973) dieron los valores teóricos de B para distintos tipos de suelo a saturación completa. Estos valores se muestran en la tabla 10.2.

Cuando la conexión al drenaje se mantiene abierta el exceso de presión de agua intersticial se disipa y, por lo tanto, se va a producir la consolidación. Con el tiempo, u_c será igual a 0. En el suelo saturado el cambio en el volumen de la muestra (ΔV_c) que tiene lugar durante la consolidación se puede obtener a partir del volumen drenado de agua intersticial (figura 10.12a). Entonces el esfuerzo desviador, $\Delta\sigma_d$, en la muestra se incrementa a un ritmo muy lento (figura 10.12b). La conexión de drenaje se mantiene abierta y la lenta aplicación del esfuerzo desviador permite la disipación completa de cualquier presión de agua intersticial que haya desarrollado ($\Delta u_d = 0$).

En la figura 10.12b se muestra una gráfica típica de la variación del esfuerzo desviador contra arena suelta y arcilla normalmente consolidada. La figura 10.12c muestra una gráfica similar para la arena y la arcilla densa sobreconsolidada. El cambio de volumen de las muestras, ΔV_d, que se produce debido a la aplicación de esfuerzo desviador en distintos tipos de suelo también se muestra en las figuras 10.12d y 10.12e.

Dado que la presión de agua intersticial durante la prueba está completamente disipada, tenemos

$$\text{esfuerzo de confinamiento total y efectivo} = \sigma_3 = \sigma'_3$$

Tabla 10.2 Valores teóricos de *B* a saturación completa

Tipo de suelo	Valores teóricos
Arena blanda normalmente consolidada	0.9998
Arenas blandas ligeramente sobreconsolidadas y limos	0.9988
Arcillas duras sobreconsolidadas y arenas	0.9877
Arenas muy densas y arcillas muy duras a altas presiones de confinamiento	0.9130

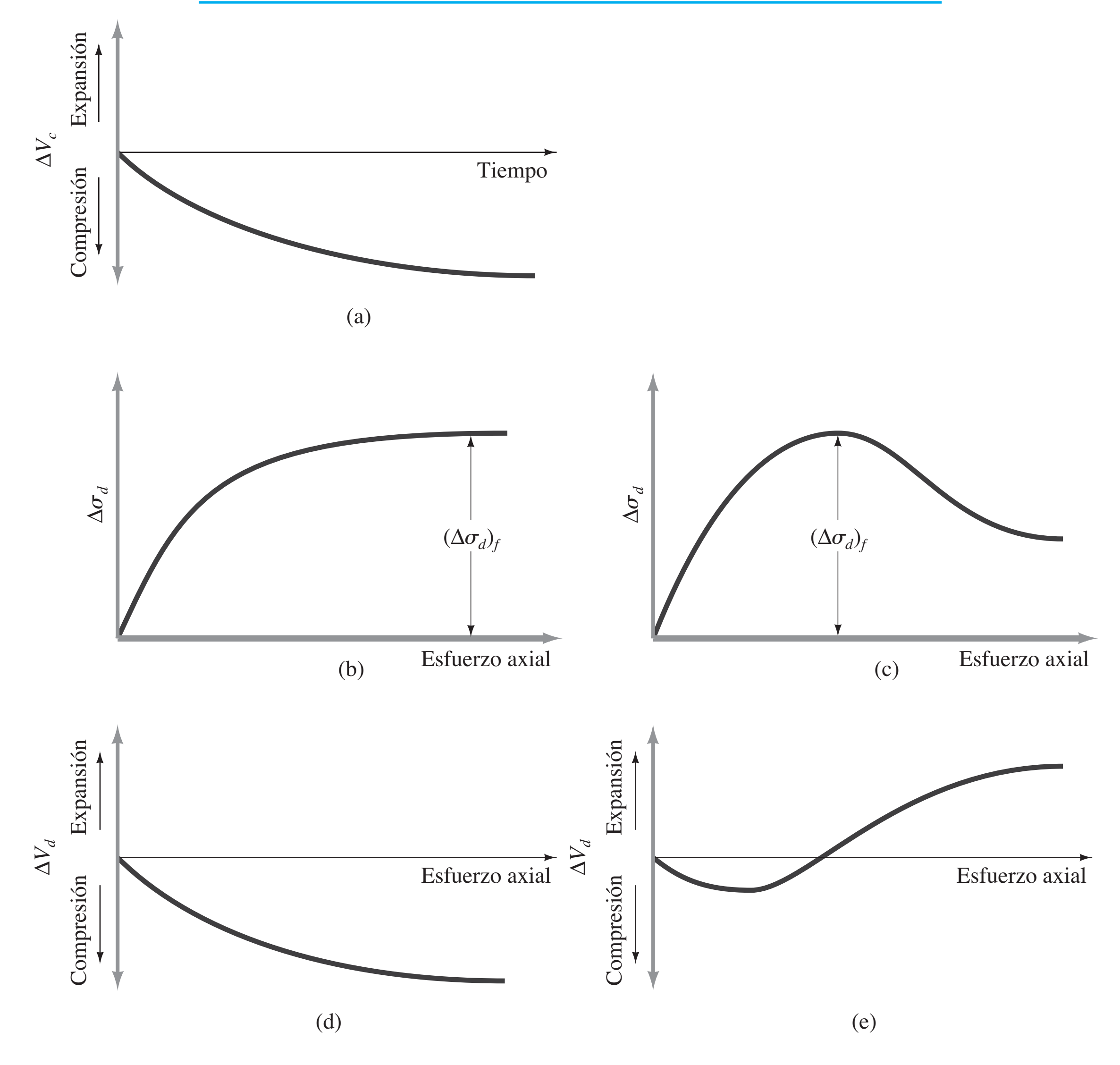


Figura 10.12 Prueba triaxial consolidada-drenada: (a) cambios de volumen de la muestra causados por la cámara de presión de confinamiento, (b) gráfica del esfuerzo desviador contra deformación en la dirección vertical para arena suelta y arcilla normalmente consolidada, (c) gráfica de esfuerzo desviador contra deformación en la dirección vertical de la arena y la arcilla densa sobreconsolidada, (d) cambios de volumen en la arena suelta y arcilla normalmente consolidada durante la aplicación del esfuerzo desviador, (e) cambio de volumen en arena densa y arcilla sobreconsolidada durante la aplicación del esfuerzo desviador.



Figura 10.13 Falla de una muestra durante una prueba triaxial consolidada-drenada (Cortesía de S. Vanapalli, Universidad de Ottawa, Canadá)

y

$$\text{esfuerzo efectivo total y axial en la falla} = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma'_1$$

En una prueba triaxial, σ'_1 es el esfuerzo efectivo principal mayor en la falla y σ'_3 es el esfuerzo efectivo principal menor en la falla.

La figura 10.13 muestra la falla de una muestra de suelo durante una prueba triaxial consolidada-drenada.

Pueden llevarse a cabo varias pruebas sobre muestras similares mediante la variación de la presión de confinamiento. Con los esfuerzos principales mayores y menores de falla para cada prueba, se pueden extraer los círculos de Mohr y se pueden conseguir las envolventes de falla. La figura 10.14 muestra el tipo de esfuerzo efectivo de la envolvente de falla que se puede obtener para pruebas en arena y arcilla normalmente consolidada. Las coordenadas del punto de tangencia de la envolvente de falla con un círculo de Mohr (es decir, el punto *A*) dan los esfuerzos (normal y cortante) en el plano de falla de esa muestra de prueba.

La sobreconsolidación resulta cuando una arcilla se consolida inicialmente en la cámara bajo una presión envolvente de σ_c (= σ'_c) y se le permite abultarse a medida que la presión de la cámara se reduce a σ_3 (= σ'_3). La envolvente de falla obtenida a partir de pruebas triaxiales drenadas sobre esas muestras de arcilla sobreconsolidada muestra dos ramas distintas (*ab* y *bc*

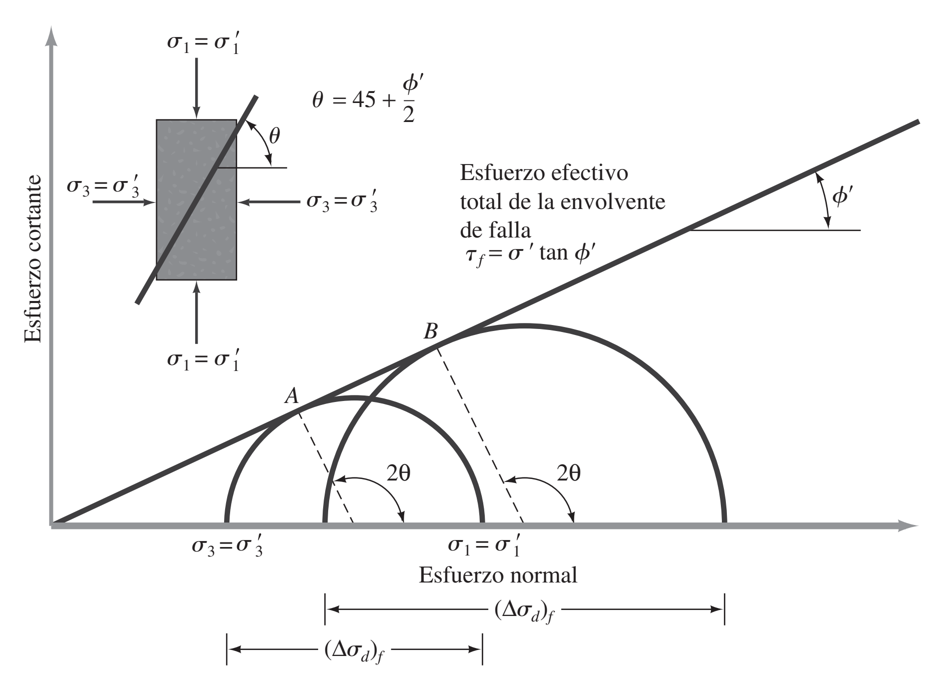


Figura 10.14 Esfuerzo efectivo de la envolvente de falla a partir de pruebas de drenaje en arena y arcilla normalmente consolidada

en la figura 10.15). La parte *ab* tiene una pendiente más plana con una ordenada en la cohesión, y la ecuación de resistencia cortante de esta rama se puede escribir como

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'_1 \tag{10.18}$$

La parte *bc* de la envolvente de falla representa una etapa normalmente consolidada del suelo y resulta de la ecuación $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$.

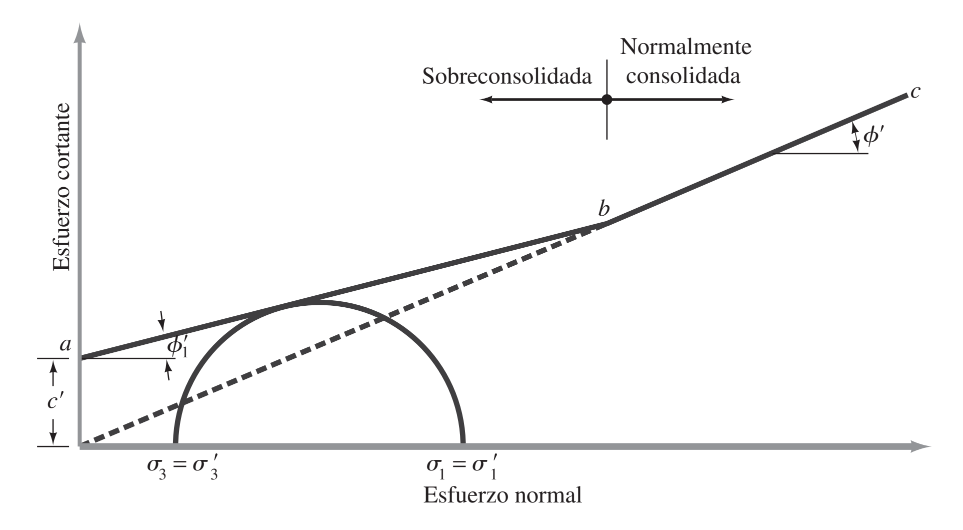


Figura 10.15 Esfuerzo efectivo de la envolvente de falla para arcilla sobreconsolidada

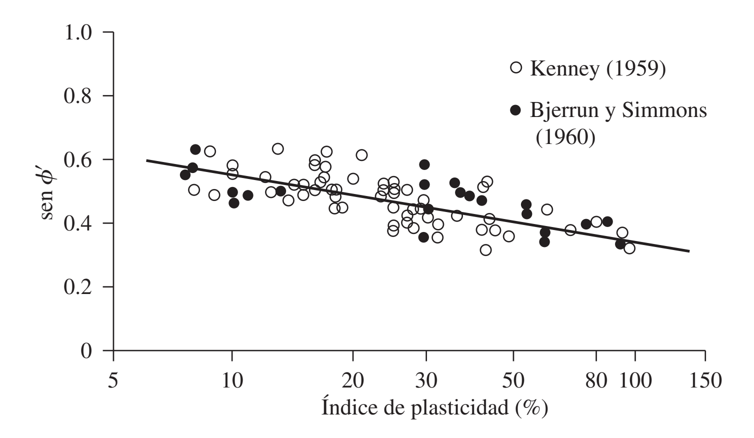


Figura 10.16 Variación de sen ϕ' con el índice de plasticidad (*PI*) para algunas arcillas normalmente consolidadas

En un suelo arcilloso, una prueba triaxial consolidada-drenada puede tardar varios días en completarse. Se necesita tiempo para aplicar esfuerzo desviador a un ritmo muy lento para asegurar el drenado completo de la muestra de suelo. Por esa razón el tipo de prueba triaxial CD no se utiliza comúnmente.

Ángulo de fricción de esfuerzo efectivo para suelos cohesivos

La figura 10.16 muestra la variación de ángulo de fricción de esfuerzo efectivo, ϕ', para varias arcillas normalmente consolidadas (Bejerrum y Simons, 1960; Kenney, 1959). En la figura se puede observar que, en general, el ángulo de fricción ϕ' disminuye con el aumento de índice de plasticidad. El valor de ϕ' generalmente disminuye a entre 37° y 38º con un índice de plasticidad de 10° a 25º aproximadamente o menos para un índice de plasticidad de alrededor de 100.

Ejemplo 10.2

Para una arcilla normalmente consolidada, éstos son los resultados de una prueba triaxial drenada:

$$\text{cámara de presión de confinamiento} = 104 \text{ kN/m}^2$$
$$\text{esfuerzo desviador en la falla} = 125 \text{ kN/m}^2$$

a. Encuentre el ángulo de fricción, ϕ'.
b. Determine el ángulo θ que el plano de falla forma con el plano principal mayor.

Solución

Para el suelo normalmente consolidado, la ecuación de la envolvente de la falla es

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' \text{ (ya que } c' = 0)$$

Para la prueba triaxial, los esfuerzos principales efectivos principales mayor y menor en la falla son

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 104 + 125 = 229 \text{ kN/m}^2$$

y

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 104 \text{ kN/m}^2$$

Inciso a

El círculo de Mohr y la envolvente de falla se muestran en la figura 10.17, a partir de la cual tenemos

$$\operatorname{sen}\phi' = \frac{AB}{OA} = \frac{\left(\dfrac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)}{\left(\dfrac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right)}$$

o

$$\operatorname{sen}\phi' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{229 - 104}{229 + 104} = 0.375$$

$$\phi' = \mathbf{22°}$$

Inciso b

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2} = 45° + \frac{22}{2} = \mathbf{56°}$$

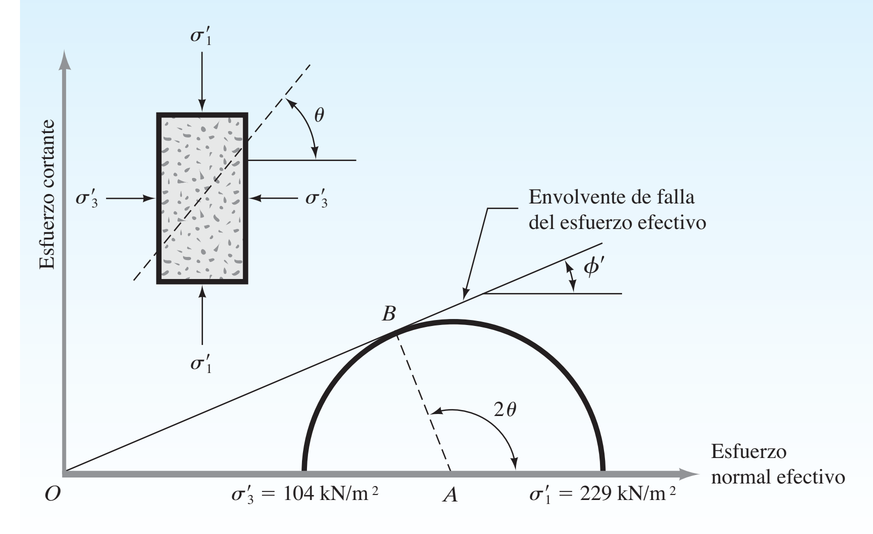


Figura 10.17

Ejemplo 10.3

La ecuación del esfuerzo efectivo de la envolvente de falla para suelo arcilloso normalmente consolidado es $\tau_f = \sigma' \tan 27°$. Se llevó a cabo una prueba triaxial drenada con el mismo suelo en una cámara de presión de confinamiento de 100 kN/m^2. Calcule el esfuerzo desviador en la falla.

Solución

Para arcilla normalmente consolidada, $c' = 0$. Por lo tanto, de la ecuación (10.9) tenemos

$$\sigma_1' = \sigma_3' \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$\phi' = 27°$$

$$\sigma_1' = 100 \tan^2\left(45 + \frac{27}{2}\right) = 266.3 \text{ kN/m}^2$$

Así que

$$(\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1' - \sigma_3' = 266.3 - 100 = \mathbf{166.3\ kN/m^2}$$

Ejemplo 10.4

Una prueba triaxial drenada realizada en dos muestras de arcilla saturada arrojó los siguientes resultados:

Muestra I: $\sigma_3 = 70 \text{ kN/m}^2$

$(\Delta\sigma_d)_f = 130 \text{ kN/m}^2$

Muestra II: $\sigma_3 = 160 \text{ kN/m}^2$

$(\Delta\sigma_d)_f = 223.5 \text{ kN/m}^2$

Determine los parámetros del esfuerzo cortante.

Solución

Consulte la figura 10.18. Para la muestra I el esfuerzo principal en la falla es

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 70 \text{ kN/m}^2$$

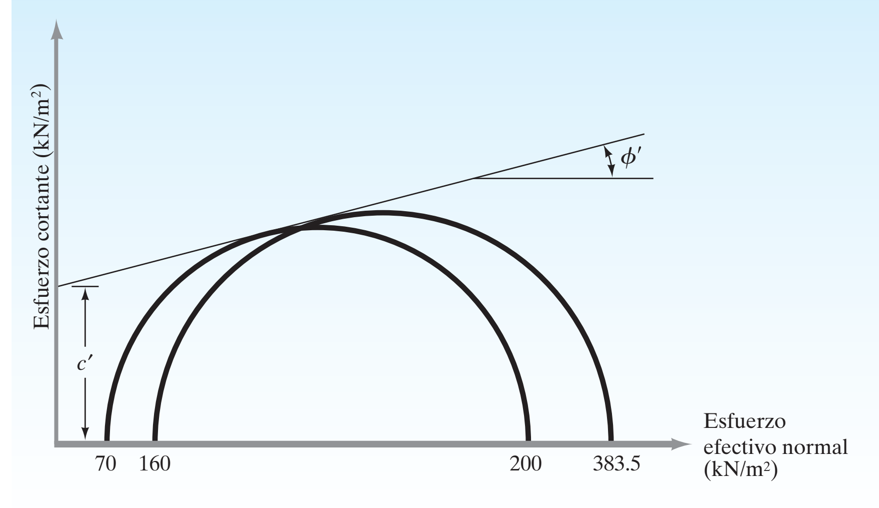


Figura 10.18

y

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 70 + 130 = 200 \text{ kN/m}^2$$

Del mismo modo, los esfuerzos principales en la falla de la muestra II son

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 160 \text{ kN/m}^2$$

y

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 160 + 223.5 = 383.5 \text{ kN/m}^2$$

Usando la relación dada por la ecuación (10.9), tenemos

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'_3}{2}\right)$$

Por lo tanto, para la muestra I,

$$200 = 70 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)$$

y para la muestra II,

$$383.5 = 160 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)$$

Resolviendo las dos ecuaciones anteriores, obtenemos

$$\phi' = \mathbf{20°} \qquad c' = \mathbf{20\ kN/m^2}$$

10.7 Prueba consolidada-no drenada

La prueba consolidada-no drenada es el tipo de prueba triaxial más común. En esta prueba la muestra de suelo saturado primero es consolidada por una presión envolvente σ_3 del fluido en la cámara, que resulta en drenaje. Después de que la presión de poro generada por la aplicación de presión de confinamiento se disipa completamente (es decir, $u_c = B\sigma_3 = 0$), se incrementa el esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$, en la muestra para provocar una falla de corte. Durante esta fase de la prueba la línea de drenaje de la muestra se mantiene cerrada. Dado que no se permite el drenaje, la presión de poro, Δu_d, se incrementará. Durante la prueba se hacen mediciones de $\Delta\sigma_d$ y Δu_d. El aumento en la presión de agua intersticial, Δu_d, se puede expresar en una forma adimensional como

$$\overline{A} = \frac{\Delta u_d}{\Delta\sigma_d} \tag{10.19}$$

donde $\overline{A}$ = parámetro de presión de poro de Skempton (Skempton, 1954).

En las figuras 10.19d, e, f y g se muestran los patrones generales de variación de $\Delta\sigma_d$ y Δu_d con la deformación axial para la arena y los suelos de arcilla. En la arena suelta y arcilla normalmente consolidada, la presión de poro aumenta con la deformación. En la arena densa y

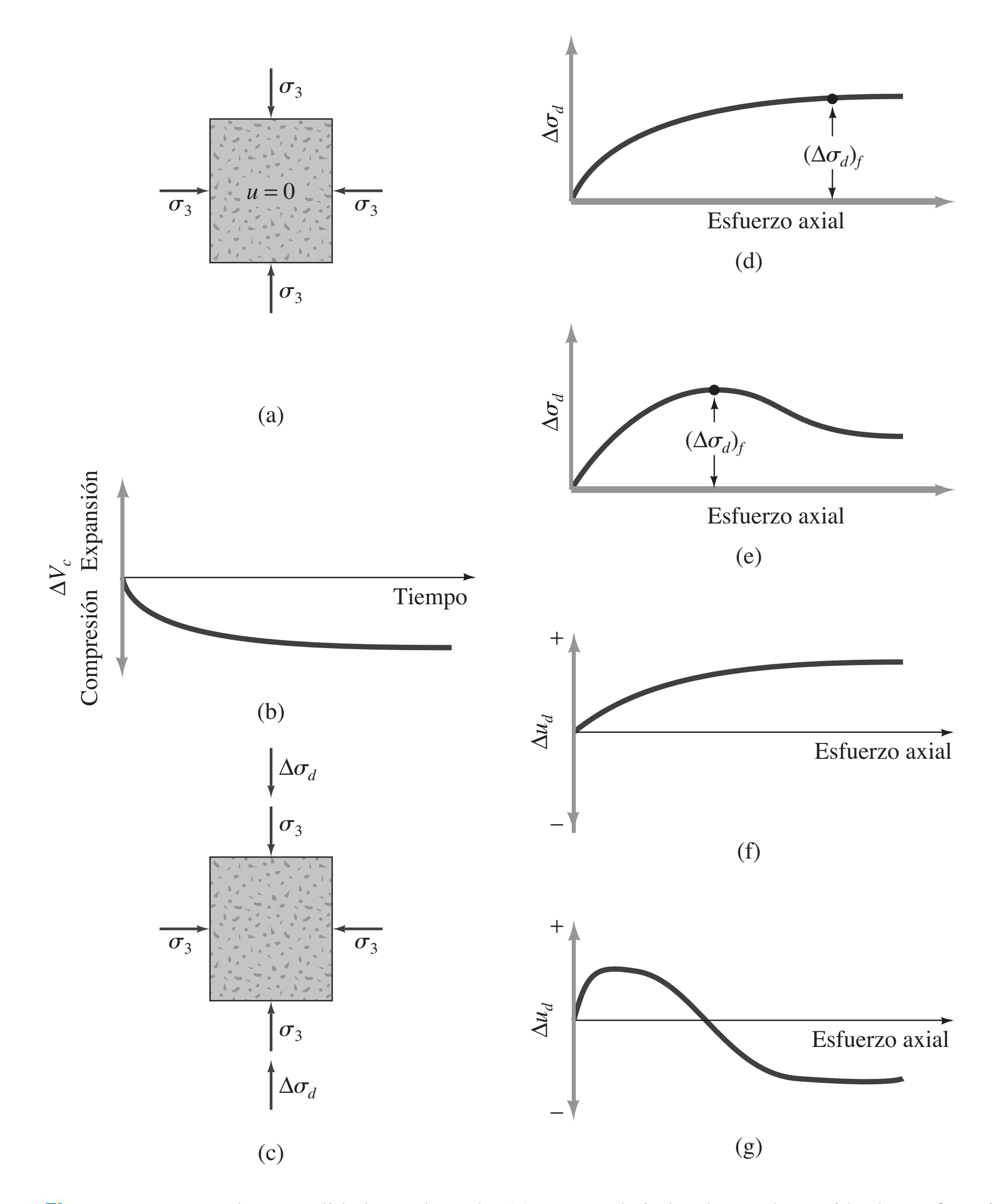


Figura 10.19 Prueba consolidada-no drenada: (a) muestra bajo la cámara de presión de confinamiento, (b) cambio de volumen en la muestra debido a la presión de confinamiento, (c) aplicación de esfuerzo desviador, (d) esfuerzo desviador contra deformación axial de arena suelta y arcilla normalmente consolidada, (e) esfuerzo desviador contra deformación axial para la arena y la arcilla densa sobreconsolidada, (f) variación de la presión del agua intersticial con la deformación axial para arena suelta y arcilla normalmente consolidada, (g) variación de la presión del agua intersticial con la deformación axial para arena y arcilla densa sobreconsolidada

la arcilla sobreconsolidada la presión del agua intersticial aumenta con la deformación hasta un cierto límite, más allá del cual disminuye y se hace negativa (con respecto a la presión atmosférica). Este patrón es debido a que el suelo tiene tendencia a dilatarse.

A diferencia de la prueba con consolidación y drenaje, los esfuerzos principales total y efectivo no son los mismos en la prueba consolidada-no drenada. Dado que en esta prueba se mide la presión de agua intersticial en la falla, los esfuerzos principales se pueden analizar de la siguiente manera:

- Esfuerzo principal mayor en la falla (total):

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$$

- Esfuerzo principal mayor en la falla (efectivo):

$$\sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_1$$

- Esfuerzo principal menor en la falla (total):

$$\sigma_3$$

- Esfuerzo principal menor en la falla (efectivo):

$$\sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$$

donde $(\Delta u_d)_f$ = presión de poro en la falla. Las deducciones anteriores demuestran que

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

Para determinar los parámetros de resistencia cortante se pueden hacer pruebas en varias muestras similares con diferentes presiones de confinamiento. La figura 10.20 muestra los círculos de Mohr del esfuerzo total y efectivo en la falla obtenidos a partir de pruebas triaxiales con consolidación y no drenada en la arena y arcilla normalmente consolidada. Tenga en cuenta que A y

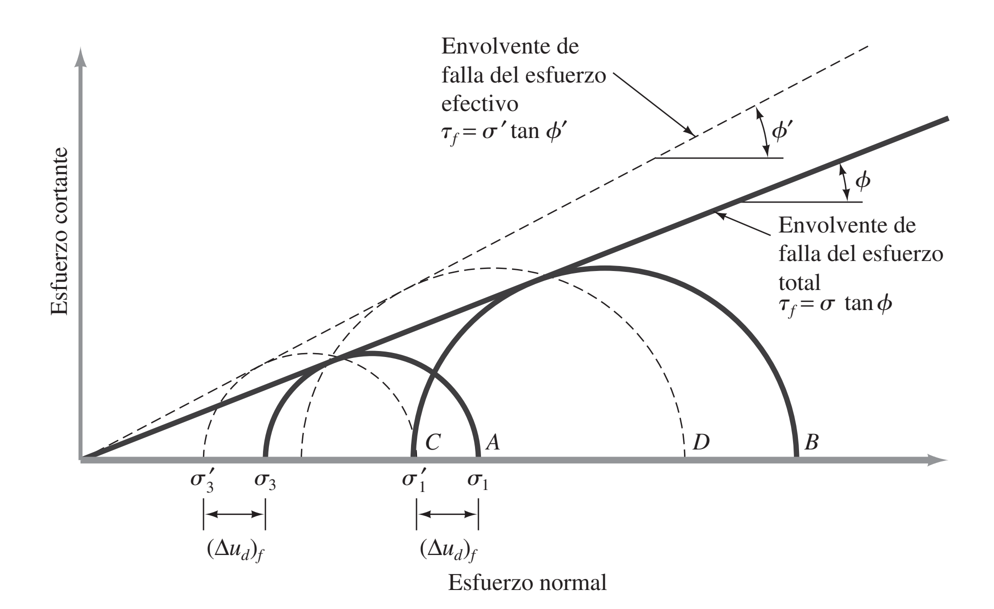


Figura 10.20 Esfuerzos total y efectivo en la envolvente de falla para pruebas triaxiales con consolidación y no drenada. (*Nota:* la figura supone que no se aplica una contrapresión.)

B son dos círculos de Mohr de esfuerzo total obtenidos en dos pruebas. C y D son los círculos de Mohr de esfuerzo efectivo correspondientes al total de los círculos de esfuerzo A y B, respectivamente. Los diámetros de los círculos A y C son iguales, de manera similar, los diámetros de los círculos B y D son iguales.

En la figura 10.20 la envolvente de falla del esfuerzo total puede ser obtenido al trazar una línea que toque todos los círculos de Mohr del esfuerzo total. Para la arena y arcillas normalmente consolidadas, esta línea será aproximadamente una recta que pasa por el origen y puede ser expresada por la ecuación

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \tag{10.20}$$

donde

σ = esfuerzo total

ϕ = ángulo que la envolvente de falla del esfuerzo total forma con el eje del esfuerzo normal, también conocido como ángulo de resistencia cortante consolidada-no drenada

Por razones prácticas, la ecuación (10.20) se utiliza muy poco.

Haciendo referencia de nuevo a la figura 10.20, vemos que la envolvente de falla es tangente a todos los círculos de Mohr del esfuerzo efectivo y puede ser representada por la ecuación $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$, que es la misma para la envolvente de falla obtenida a partir de pruebas consolidadas–drenadas (véase la figura 10.14).

En arcillas sobreconsolidadas, la envolvente de falla del esfuerzo total obtenida a partir de pruebas consolidadas–no drenadas toma la forma mostrada en la figura 10.21. La recta $a'b'$ está representada por la ecuación

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi_1 \tag{10.21}$$

y la recta $b'c'$ sigue la relación dada por la ecuación (10.20). La envolvente de falla por esfuerzo efectivo dibujada a partir de los círculos de Mohr es similar a la mostrada en la figura 10.21.

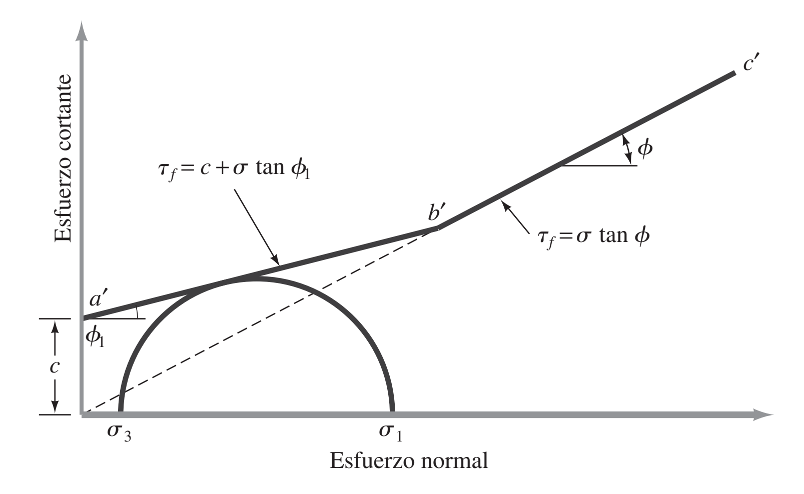


Figura 10.21 Esfuerzo total de la envolvente de falla obtenido a partir de pruebas con consolidación y no drenada en arcilla sobreconsolidada

Las pruebas consolidadas-drenadas en suelos arcillosos toman un tiempo considerable. Por esa razón las pruebas consolidadas-no drenadas pueden llevarse a cabo en tales suelos con mediciones de la presión de poro para obtener los parámetros de resistencia cortante drenada. Dado que en estas pruebas no está permitido el drenaje durante la aplicación del esfuerzo desviador, las pruebas pueden realizarse con bastante rapidez.

El parámetro de presión de poros de Skempton se definió en la ecuación (10.19). En la falla, el parámetro se puede escribir como

$$\overline{A} = \overline{A}_f = \frac{(\Delta u_d)_f}{(\Delta \sigma_d)_f} \tag{10.22}$$

El intervalo general de los valores de $\overline{A}_f$ en la mayoría de los suelos de arcilla es el siguiente:

- Arcillas normalmente consolidadas: 0.5 a 1
- Arcillas sobreconsolidadas: −0.5 a 0

Ejemplo 10.5

Una prueba consolidada-no drenada en una arcilla normalmente consolidada arrojó los siguientes resultados:

$$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$$
$$\text{esfuerzo desviador, } (\Delta\sigma_d)_f = 89.4 \text{ kN/m}^2$$
$$\text{presión de poro, } (\Delta u_d)_f = 58.1 \text{ kN/m}^2$$

Calcule el ángulo de fricción consolidado-no drenado y el ángulo de fricción drenado.

Solución

Consulte la figura 10.22.

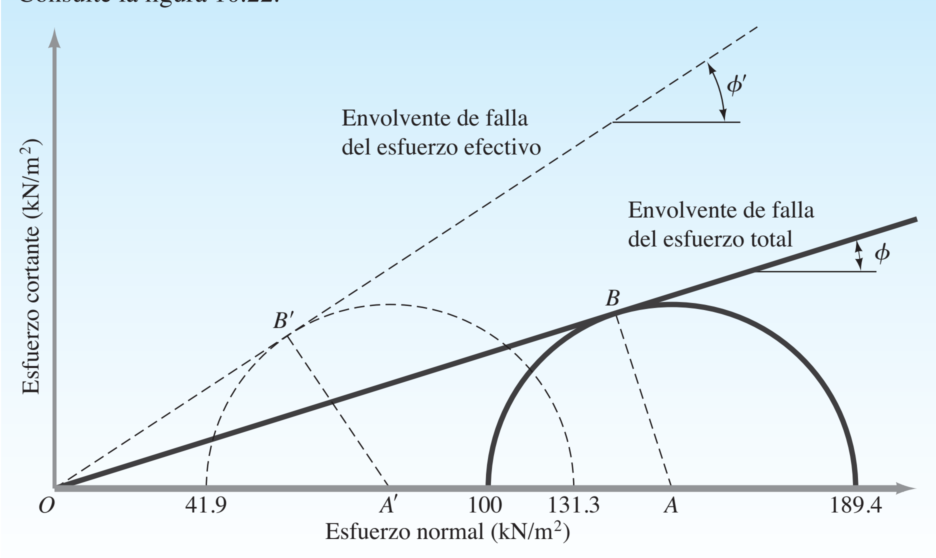


Figura 10.22

$$\sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 100 + 89.4 = 189.4 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$
$$189.4 = 100 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$
$$\phi = 2\left[\tan^{-1}\left(\frac{189.4}{100}\right)^{0.5} - 45\right] = \mathbf{18°}$$

Nuevamente,

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = 100 - 58.1 = 41.9 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma'_1 = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = 189.4 - 58.1 = 131.3 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$
$$131.3 = 41.9 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$
$$\phi' = 2\left[\tan^{-1}\left(\frac{131.3}{41.9}\right)^{0.5} - 45\right] = \mathbf{31°}$$

10.8 Prueba no consolidada-no drenada

En las pruebas no consolidadas-no drenadas, durante la aplicación de presión de la cámara σ_3, no está permitido el drenaje de la muestra de suelo. La muestra de prueba se corta para que falle por la aplicación del esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$, sin que se permita el drenaje. Dado que el drenaje no está permitido en ningún momento, la prueba puede realizarse con mayor rapidez. Debido a la aplicación de la presión de confinamiento de la cámara σ_3, la presión del agua intersticial en la muestra de suelo se incrementará en u_c. Habrá un aumento adicional de la presión de agua intersticial, Δu_d, debido a la aplicación del esfuerzo desviador. Por lo tanto, la presión total del agua intersticial, u, en la muestra, en cualquier etapa de aplicación de esfuerzo desviador, se puede dar como

$$u = u_c + \Delta u_d \tag{10.23}$$

De las ecuaciones (10.17) y (10.19), tenemos $u_c = B\sigma_3$ y $\Delta u_d = \overline{A}\,\Delta\sigma_d$, así que

$$u = B\sigma_3 + \overline{A}\,\Delta\sigma_d = B\sigma_3 + \overline{A}(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{10.24}$$

Por lo general, la prueba no consolidada–no drenada se lleva a cabo en muestras de arcilla y depende de un concepto de resistencia muy importante para suelos cohesivos saturados. El esfuerzo axial adicional a la falla $(\Delta\sigma_d)_f$ es prácticamente el mismo, independientemente de la presión de confinamiento de la cámara. Este resultado se muestra en la figura 10.23. La envolvente de falla para los círculos de Mohr del esfuerzo total se convierte en una recta horizontal y, por lo tanto, se denomina condición $\phi = 0$, y

$$\tau_f = c_u \tag{10.25}$$

donde c_u es la resistencia cortante no drenada y es igual al radio de los círculos de Mohr.

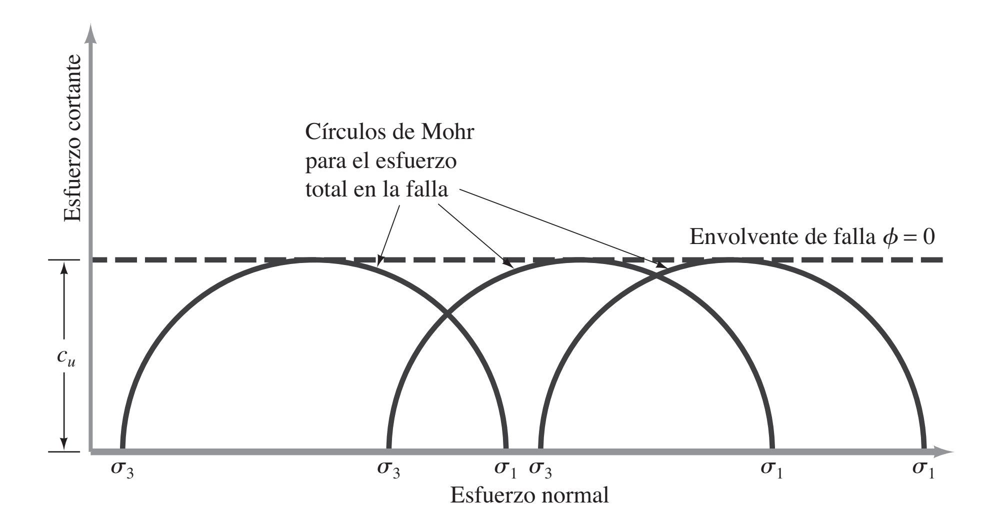


Figura 10.23 Círculos de Mohr para el esfuerzo total y la envolvente de falla ($\phi = 0$) obtenidos a partir de pruebas triaxiales sin consolidación y no drenada

La razón para la obtención del mismo esfuerzo axial añadido $(\Delta\sigma_d)_f$, independientemente de la presión de confinamiento, es la siguiente: Si una muestra de arcilla (núm. 1) se consolida a una presión de cámara σ_3 y luego se corta para que la falla no permita drenaje, entonces las condiciones de esfuerzo total en la falla pueden ser representadas por el círculo P de Mohr en la figura 10.24. La presión de poro desarrollada en la muestra en la falla es igual a $(\Delta u_d)_f$. Por lo tanto, los esfuerzos principales efectivos mayor y menor en la falla son

$$\sigma_1' = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f$$

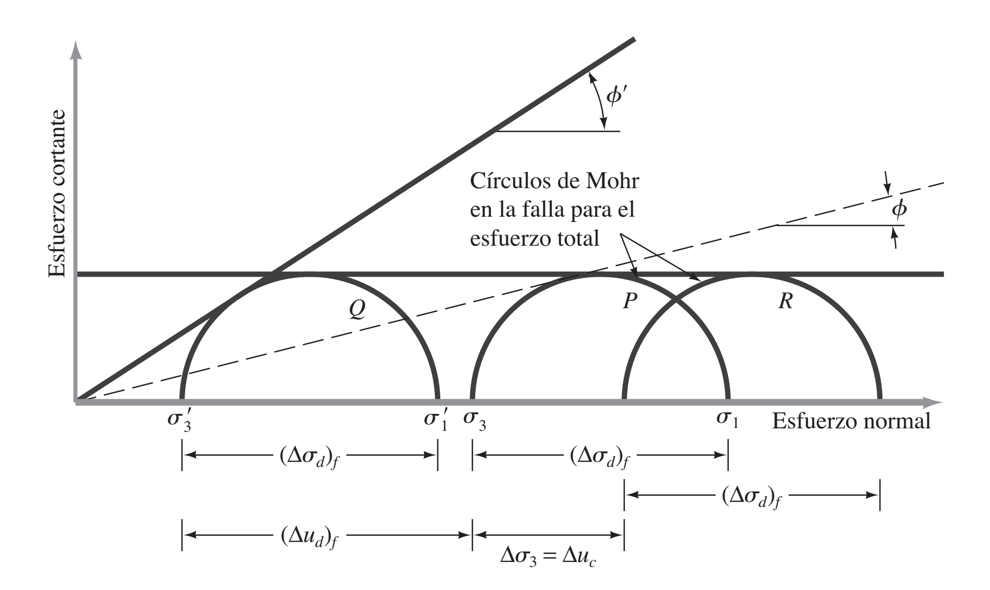


Figura 10.24 El concepto $\phi = 0$

y

$$\sigma_3' = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f$$

Q es el círculo de Mohr del esfuerzo efectivo dibujado con los esfuerzos principales precedentes. Observe que los diámetros de los círculos P y Q son los mismos.

Consideremos ahora otra muestra de arcilla similar (núm. 2) que se consolida en una cámara de presión σ_3. Si la presión de la cámara se incrementa por $\Delta\sigma_3$ sin permitir ningún drenaje, entonces la presión de agua intersticial aumenta en una cantidad Δu_c. Para suelos saturados bajo esfuerzos isotrópicos, el aumento de la presión del agua intersticial es igual al incremento total del esfuerzo, por lo que $\Delta u_c = \Delta\sigma_3$. En este momento la presión de confinamiento efectiva es igual a $\sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta u_c = \sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_3 = \sigma_3$. Ésta es la misma que la presión de confinamiento efectivo de la muestra núm. 1 antes de la aplicación de esfuerzo desviador. Por lo tanto, si la muestra núm. 2 se corta para que falle por el aumento del esfuerzo axial, debe fallar con el mismo esfuerzo desviador $(\Delta\sigma_d)_f$ que se obtuvo de la muestra núm. 1. El círculo de Mohr del esfuerzo total en la falla será R (figura 10.24). El aumento de la presión de poro añadida causada por la aplicación de $(\Delta\sigma_d)_f$ será $(\Delta u_d)_f$.

En la falla, el esfuerzo efectivo principal menor

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma_3'$$

y el esfuerzo efectivo principal mayor es

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f$$
$$= \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma_1'$$

Por lo tanto, el círculo de Mohr del esfuerzo efectivo seguirá siendo Q debido a que la resistencia es una función del esfuerzo efectivo. Note que los diámetros de los círculos P, Q y R son todos iguales.

Cualquier valor de $\Delta\sigma_3$ podría haber sido elegido para la prueba con la muestra núm. 2. En cualquier caso, el esfuerzo desviador $(\Delta\sigma_d)_f$ para provocar una falla habría sido el mismo.

10.9 Prueba de compresión no confinada en arcilla saturada

La prueba de compresión no confinada es un tipo especial de prueba no consolidada-no drenada que se utiliza comúnmente para las muestras de arcilla. En esta prueba la presión de confinamiento σ_3 es 0. A la muestra se le aplica rápidamente una carga axial para provocar una falla. En ésta, el

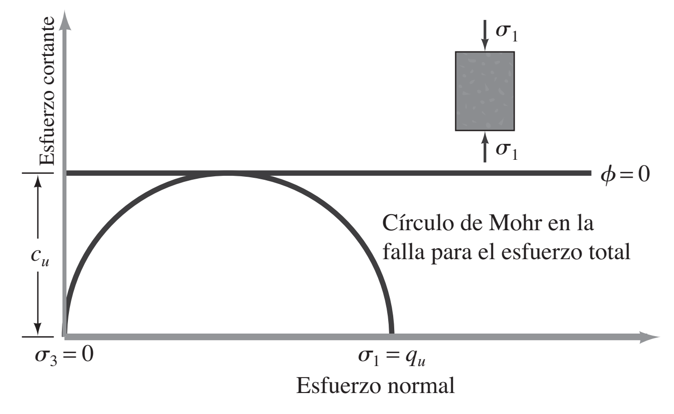


Figura 10.25 Prueba de compresión no confinada

Tabla 10.3 Relación general de consistencia y esfuerzo de compresión no confinada de las arcillas

Consistencia	q_u (kN/m^2)
Muy blanda	0–25
Blanda	25–50
Media	50–100
Firme	100–200
Muy firme	200–400
Dura	>400

esfuerzo principal menor total es 0 y el esfuerzo principal mayor total es σ_1 (figura 10.25). Dado que la resistencia de corte no drenada es independiente de la presión de confinamiento, tenemos

$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} = c_u \tag{10.26}$$

donde q_u es la *resistencia a la compresión no confinada*. La tabla 10.3 da la consistencia aproximada de arcillas en función de sus resistencias a la compresión no confinada. En la figura 10.26 se muestra una fotografía del equipo de prueba de compresión no confinada. La figura 10.27 muestra la falla de las muestras de suelo por corte y abultamiento.



Figura 10.26 Equipo de prueba de compresión no confinada (Cortesía de ELE International)

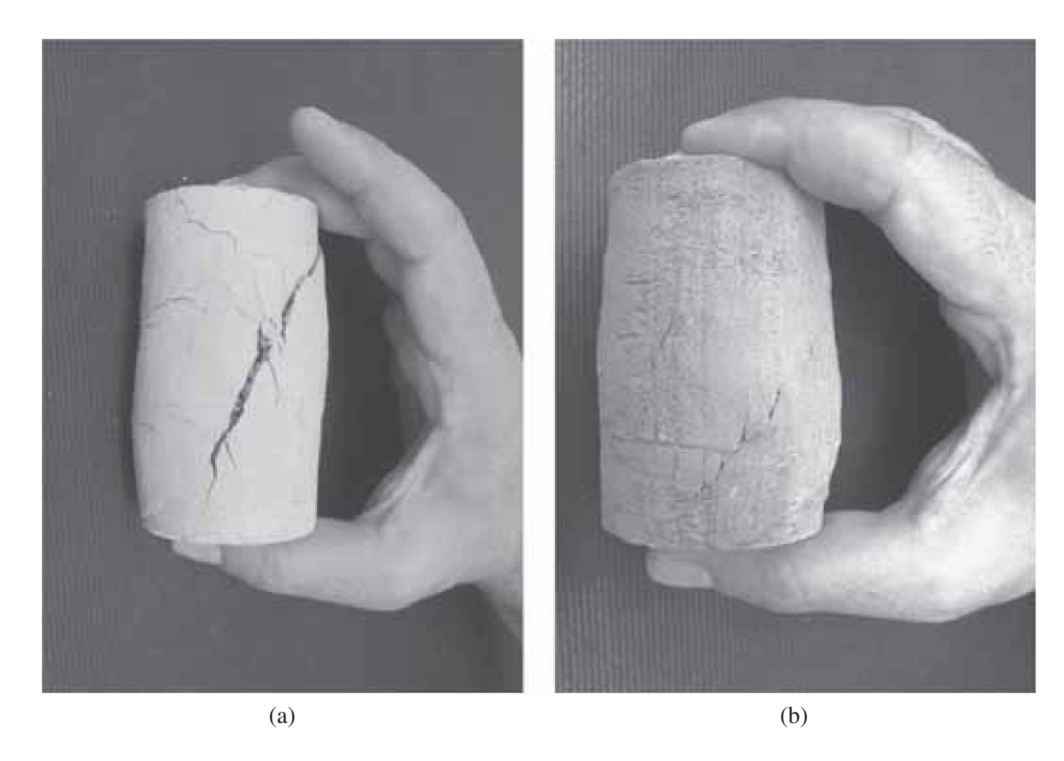


Figura 10.27 Falla en una muestra de prueba de compresión no confinada: (a) por corte, (b) por abultamiento (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

Teóricamente, para muestras similares de arcillas saturadas las pruebas de compresión no confinada y las pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas deben producir los mismos valores de c_u. Sin embargo, en la práctica las pruebas de compresión no confinada en arcillas saturadas producen valores ligeramente más bajos de c_u que los obtenidos a partir de pruebas no consolidadas–no drenadas. Este hecho se demuestra en la figura 10.28.

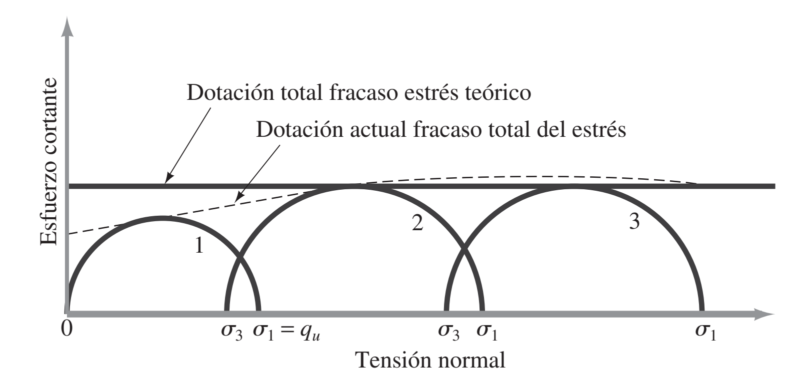


Figura 10.28 Comparación de los resultados de pruebas de compresión no confinada y pruebas no consolidadas-no drenadas de un suelo de arcilla saturada. (*Nota*: el círculo de Mohr núm. 1 es para la prueba de compresión no confinada; los círculos de Mohr núms. 2 y 3 son para pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.)

10.10 Sensitividad y tixotropía de las arcillas

Para muchos depósitos naturales de suelos arcillosos, la resistencia a la compresión no confinada se reduce en gran medida cuando los suelos se prueban después de remoldearlos sin ningún cambio en el contenido de humedad, como se muestra en la figura 10.29. Esta propiedad de los suelos arcillosos se llama *sensitividad*. El grado de sensitividad puede ser definido como la razón de la resistencia a la compresión no confinada en un estado no alterado a un estado remoldeado, o

$$S_t = \frac{q_{u(\text{no alterado})}}{q_{u(\text{remodelado})}} \tag{10.27}$$

La tasa de sensitividad de la mayoría de las arcillas varía aproximadamente de 1 a 8; sin embargo, los depósitos de arcilla marina altamente floculada pueden tener coeficientes de sensibilidad que van desde 10 a 80 aproximadamente. También hay algunas arcillas que se convierten en fluidos viscosos al ser remoldeados. Estas arcillas se encuentran principalmente en las zonas alguna vez glaciares de América del Norte y Escandinavia, y se les conoce como las arcillas "rápidas". Rosenqvist (1953) clasifica las arcillas sobre la base de su sensitividad. Esta clasificación general se muestra en la figura 10.30.

La pérdida de resistencia de los suelos de arcilla por remoldeo es causada principalmente por la destrucción de la estructura de las partículas de arcilla que se desarrolló durante el proceso original de sedimentación. Sin embargo, si después del remoldeo una muestra de suelo se mantiene en un estado no alterado (es decir, sin ningún cambio en el contenido de humedad), continuará ganando resistencia con el tiempo. Este fenómeno se conoce como *tixotropía*. La tixotropía es un proceso reversible dependiente del tiempo en el que los materiales de composición y volumen constante se ablandan cuando son remoldeados. Esta pérdida de fuerza se recupera poco a poco con el tiempo cuando se permite que los materiales reposen.

La mayoría de los suelos son parcialmente tixotrópicos; parte de la pérdida de fuerza causada por el remoldeo nunca se recupera con el tiempo. Para los suelos, la diferencia entre la

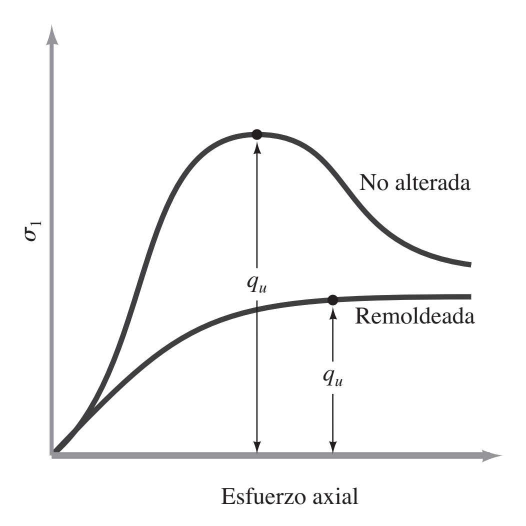


Figura 10.29 Resistencia a la compresión no confinada para una arcilla no alterada y una remoldeada

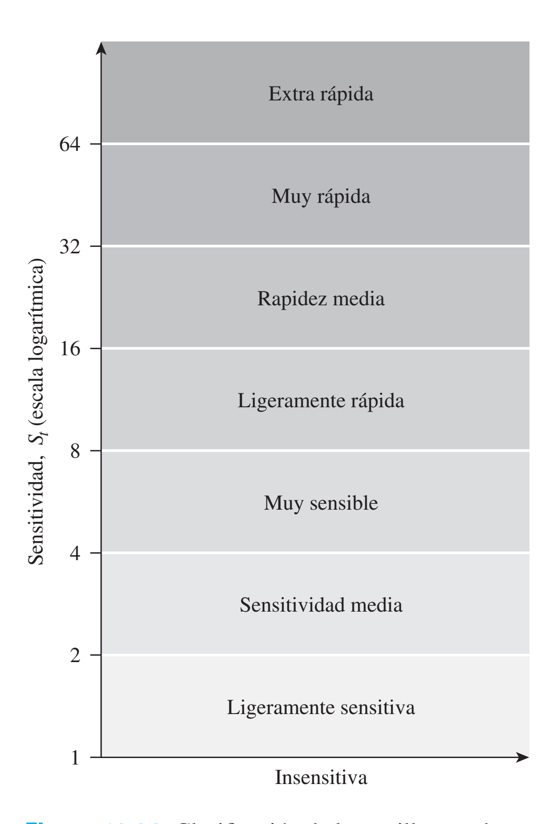


Figura 10.30 Clasificación de las arcillas con base en su sensitividad

resistencia no alterada y la resistencia después del endurecimiento tixotrópico se puede atribuir a la destrucción de la estructura de las partículas de arcilla que se desarrolló durante el proceso original de sedimentación.

10.11 Anisotropía en el esfuerzo cortante no drenado

Debido a la naturaleza de la deposición de suelos cohesivos y su posterior consolidación, las partículas de arcilla tienden a orientarse perpendicularmente a la dirección del esfuerzo principal mayor. La orientación paralela de las partículas de arcilla podría causar que la resistencia de la arcilla varíe con la dirección; en otras palabras, la arcilla puede ser anisotrópica con respecto a la resistencia. Este hecho se puede demostrar con la ayuda de la figura 10.31, en la que V y H son las direcciones vertical y horizontal, que coinciden con las rectas perpendiculares y paralelas a los planos de estratificación de un depósito de suelo. Si se recoge y se somete a una prueba una muestra de suelo no drenado con su eje inclinado en un ángulo i con la horizontal, la resistencia cortante no drenada está dada por

$$c_{u(i)} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \tag{10.28}$$

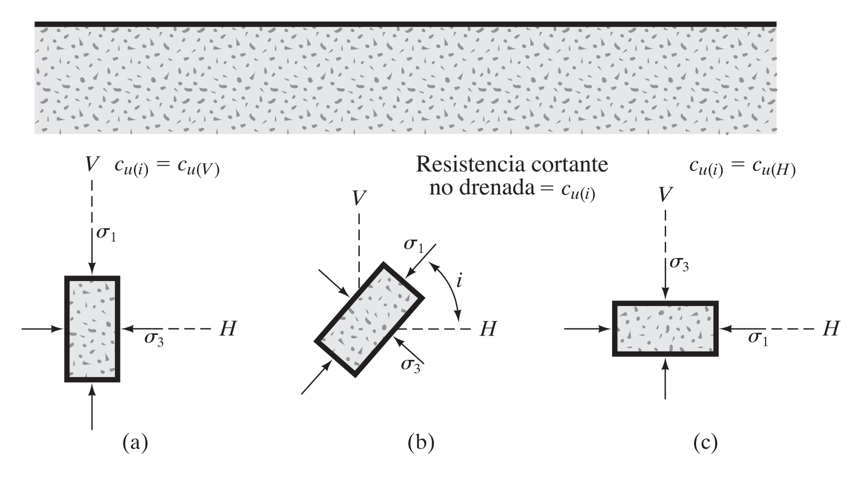


Figura 10.31 Resistencia anisotrópica en arcillas

donde $c_{u(i)}$ es la resistencia cortante no drenada cuando el esfuerzo principal mayor forma un ángulo i con la horizontal.

Sea la resistencia cortante no drenada de una muestra de suelo con su eje vertical [es decir, $c_{u(i\,=\,90°)}$] conocida como $c_{u(V)}$ (figura 10.31a); de manera similar, sea la resistencia cortante no drenada con su eje horizontal [es decir, $c_{u(i\,=\,0°)}$] conocida como $c_{u(H)}$ (figura 10.31c). Si $c_{u(V)} = c_{u(i)} = c_{u(H)}$, el suelo es isotrópico con respecto a la resistencia y la variación de la resistencia cortante no drenada puede ser representada por un círculo en un diagrama polar, tal como se muestra con la curva a en la figura 10.32. Sin embargo, si el suelo es anisotrópico, $c_{u(i)}$ cambia con la dirección. Casagrande y Carrillo (1944) propusieron la siguiente ecuación para la variación direccional de la resistencia cortante no drenada:

$$c_{u(i)} = c_{u(H)} + [c_{u(V)} - c_{u(H)}] \operatorname{sen}^2 i \tag{10.29}$$

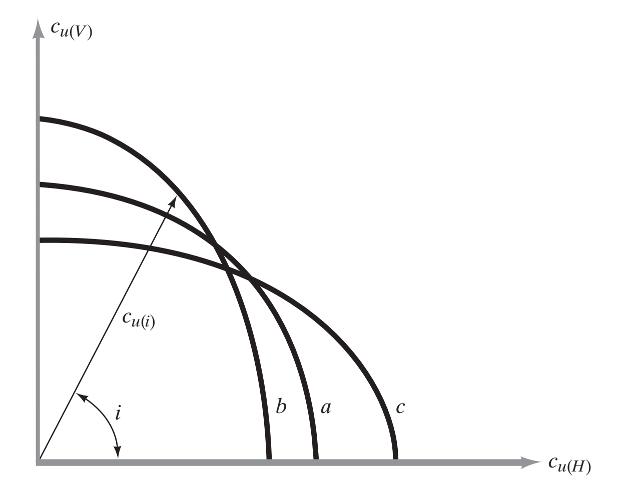


Figura 10.32 Variación direccional de la resistencia no drenada de la arcilla

Cuando $c_{u(V)} > c_{u(H)}$, la naturaleza de la variación de $c_{u(i)}$ puede ser representada por la curva b en la figura 10.32. Una vez más, si $c_{u(V)} < c_{u(H)}$, la variación de $c_{u(i)}$ está dada por la curva c. El coeficiente de anisotropía se puede definir como

$$K = \frac{c_{u(V)}}{c_{u(H)}} \tag{10.30}$$

En el caso de depósitos naturales de suelo, el valor de K puede variar desde 0.75 hasta 2.0. Generalmente K es menor que 1 en arcillas sobreconsolidadas.

10.12 Resumen

A continuación se presenta un resumen de los conceptos importantes tratados en este capítulo.

1. Los criterios de falla de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos efectivos se pueden expresar como [ecuación (10.3)]:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

   Para arena y arcilla normalmente consolidada, $c' \approx 0$.
2. Los esfuerzos principales efectivos mayores (σ'_1) y menores (σ'_3) en la falla están relacionados como [ecuación (10.9)]:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

3. La prueba de corte directo y la prueba triaxial son los dos tipos principales de prueba llevados a cabo en el laboratorio para determinar la resistencia cortante de una muestra de suelo.
4. Las pruebas triaxiales se pueden dividir en tres categorías principales:
   (a) Prueba consolidada-drenada (o drenaje);
   (b) Prueba consolidada-no drenada, y
   (c) Prueba no consolidada-no drenada.
5. La prueba de compresión no confinada es otra forma de la prueba no consolidada–no drenada.
6. La sensitividad (S_t) de un suelo de arcilla es la razón de la resistencia a la compresión no confinada de una muestra sin alteraciones a la de una muestra remoldeada. El valor de S_t para la mayoría de las arcillas cae en un rango de 1 a 8.

Problemas

10.1 Sobre una muestra de arena seca con un esfuerzo normal de 200 kN/m^2 se realizó una prueba de corte directo. La falla se produjo en un esfuerzo cortante de 175 kN/m^2. El tamaño de la muestra sometida a la prueba fue de 75 mm × 75 mm × 30 mm (altura). Determine el ángulo de fricción, ϕ'. Para un esfuerzo normal de 150 kN/m^2, ¿qué fuerza de corte se requeriría para causar la falla de la muestra?

10.2 El tamaño de una muestra de arena en una prueba de corte directo fue de 50 mm × 50 mm × 30 mm (altura). Se sabe que, para la arena, $\tan \phi' = 0.65/e$ (donde e = relación de vacíos) y la gravedad específica de los suelos sólidos $G_s = 2.65$. Durante la prueba, se aplicó un esfuerzo normal

de 140 kN/m^2. La falla se produjo con un esfuerzo cortante de 105 kN/m^2. ¿Cuál es la masa de la muestra de arena?

10.3 El ángulo de fricción de una arena seca compactada es 35º. En una prueba de corte directo sobre la arena se aplicó un esfuerzo normal de 115 kN/m^2. El tamaño de la muestra fue de 50 mm × 50 mm × 30 mm (altura). ¿Qué fuerza de corte (en kN) causará la falla?

10.4 A continuación se presentan los resultados de cuatro pruebas de corte directo drenadas de una arcilla normalmente consolidada:

diámetro de la muestra = 50 mm
altura de la muestra = 25 mm

Prueba núm.	Fuerza normal (N)	Fuerza de corte para la falla (N)
1	267	166.8
2	400	244.6
3	489	311.4
4	556	355.8

Dibuje una gráfica de esfuerzo cortante en la falla contra el esfuerzo normal. Determine el ángulo de fricción de drenaje en la gráfica.

10.5 La relación entre la densidad relativa, D_r, y el ángulo de fricción, ϕ', de una arena se puede dar como $\phi'^{\circ} = 25 + 0.18\, D_r$ (D_r está en %). En la misma arena se llevó a cabo una prueba triaxial con drenaje con una cámara de presión de confinamiento de 124 kN/m^2. La densidad relativa de compactación fue de 60%. Calcule el esfuerzo principal mayor en la falla.

10.6 Considere la prueba triaxial descrita en el problema 10.5.

a. Calcule el ángulo que el plano de falla forma con el plano principal mayor.
b. Determine los esfuerzos normales y cortante (cuando la muestra falla) en un plano que forma un ángulo de 30º con el plano principal mayor.

10.7 El esfuerzo efectivo de la envolvente de falla de una arena se puede dar como $\tau_f = \sigma' \tan 38^{\circ}$. En la misma arena se llevó a cabo una prueba triaxial drenada. La muestra falló cuando el esfuerzo desviador fue de 250 kN/m^2. ¿Cuál fue la presión de confinamiento de cámara durante la prueba?

10.8 Consulte el problema 10.7.

a. Calcule el ángulo que el plano de falla forma con el plano principal menor.
b. Determine el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante en un plano que forma un ángulo de 35º con el plano principal menor.

10.9 Para una arcilla normalmente consolidada, los resultados de una prueba triaxial drenada son como sigue:

- Presión de confinamiento de la cámara = 103.5 kN/m^2
- Esfuerzo desviador en la falla = 234.6 kN/m^2

Determine el ángulo de fricción del suelo ϕ'.

10.10 Para una arcilla normalmente consolidada, tenemos que $\phi' = 28^{\circ}$. En una prueba triaxial drenada la muestra falla a un esfuerzo desviador de 207 kN/m^2. ¿Cuál fue la presión de confinamiento de cámara, σ_3?

10.11 Una prueba triaxial consolidada-drenada se llevó a cabo en una arcilla normalmente consolidada. Los resultados fueron los siguientes:

$$\sigma_3 = 276 \text{ kN/m}^2$$
$$(\Delta\sigma_d)_f = 276 \text{ kN/m}^2$$

a. Encuentre el ángulo de fricción, ϕ'.
b. ¿Cuál es el ángulo θ que el plano de falla forma con el esfuerzo principal mayor?
c. Determine el esfuerzo normal σ' y el esfuerzo cortante τ_f en el plano de falla.

10.12 Consulte el problema 10.11.

a. Determine el esfuerzo normal efectivo en el plano de esfuerzo cortante máximo.
b. Explique por qué la falla de corte se presentó a lo largo del plano como se determina en el inciso (b) y no a lo largo del plano de esfuerzo cortante máximo.

10.13 Los resultados de dos pruebas triaxiales drenadas en una arcilla saturada se dan aquí:

- Muestra I: Presión de confinamiento de la cámara = 103.5 kN/m^2
  Esfuerzo desviador en la falla = 216.7 kN/m^2
- Muestra II: Presión de confinamiento de la cámara = 172.5 kN/m^2
  Esfuerzo desviador en la falla = 324.3 kN/m^2

Calcule los parámetros de resistencia cortante del suelo.

10.14 Un suelo arenoso tiene un ángulo de fricción drenado de 36º. En una prueba triaxial drenada en el mismo suelo el esfuerzo desviador en la falla es de 268 kN/m^2. ¿Cuál es la presión de confinamiento en la cámara?

10.15 En una muestra normalmente consolidada se llevó a cabo una prueba consolidada-no drenada con una presión de confinamiento en la cámara de 140 kN/m^2. La muestra falló mientras el esfuerzo desviador era de 126 kN/m^2. La presión de poros en la muestra en ese momento era de 76.3 kN/m^2. Determine los ángulos de fricción consolidado-no drenado y drenado.

10.16 La resistencia cortante de una arcilla normalmente consolidada puede ser dada por la ecuación $\tau_f = \sigma' \tan 31º$. En la arcilla se llevó a cabo una prueba triaxial consolidada-no drenada. A continuación se presentan los resultados de la prueba:

- Presión de confinamiento de la cámara = 112 kN/m^2
- Esfuerzo desviador en la falla = 100 kN/m^2

a. Determine el ángulo de fricción consolidada-no drenada, ϕ.
b. ¿Cuál es la presión de poros desarrollada en la muestra de arcilla cuando falla?

10.17 Para la muestra de arcilla descrita en el problema 10.16, ¿cuál habría sido el esfuerzo desviador en la falla si una prueba drenada había sido llevada a cabo con la misma presión de confinamiento de la cámara (es decir, σ_3 = 112 kN/m^2)?

10.18 Para un suelo arcilloso tenemos $\phi' = 28º$ y $\phi = 18º$. Una prueba triaxial consolidada-no drenada se llevó a cabo en este suelo de arcilla con una presión de confinamiento de la cámara de 105 kN/m^2. Determine el esfuerzo desviador y la presión de poros en la falla.

10.19 Durante una prueba triaxial consolidada-no drenada en una muestra de suelo arcilloso, los esfuerzos principales menor y mayor de falla fueron 96 kN/m^2 y 187 kN/m^2, respectivamente.

¿Cuál será el esfuerzo axial en la falla si una muestra similar se somete a una prueba de compresión no confinada?

10.20 Durante la exploración de campo se determinó que el ángulo de fricción, ϕ', de una muestra de arcilla normalmente consolidada obtenida a partir de pruebas triaxiales drenadas era 22º. De una muestra similar se encontró que la resistencia a la compresión no confinada, q_u, era de 120 kN/m^2. Determine la presión de poros en la falla de la prueba de compresión no confinada.

Referencias

Bishop, A. W., and Bjerrum, L. (1960). "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems," *Proceedings*, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 437–501.

Bjerrum, L., and Simons, N. E. (1960). "Compression of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clay," *Proceedings*, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE. 711–726.

Black, D. K., and Lee, K. L. (1973). "Saturating Laboratory Samples by Back Pressure," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 99, No. SM1, 75–93.

Casagrande, A., and Carrillo, N. (1944). "Shear Failure of Anisotropic Materials," in *Contribution to Soil Mechanics 1941–1953*, Boston Society of Civil Engineers, Boston, MA. Coulomb, C. A. (1776). "Essai sur une application des regles de Maximums et Minimis à quelques Problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture," *Memoires de Mathematique et de Physique*, Présentés, à l'Academie Royale des Sciences, Paris, Vol. 3, 38.

Kenney, T. C. (1959). "Discussion," *Proceedings*, ASCE, Vol. 85, No. SM3, 67–79.

Mohr, O. (1900). "Welche Umstände Bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materiales?" *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure*, Vol. 44, 1524–1530, 1572–1577.

Skempton, A. W. (1954). "The Pore Water Coefficients *A* and *B*," *Geotechnique*, Vol. 4, 143–147.

Rosenqvist, I. Th. (1953). "Considerations on the Sensitivity of Norwegian Quick Clays, *Geotechnique*, Vol. 3, No. 5, 195–200.

CAPÍTULO 11

Mejoramiento del suelo

11.1 Introducción

El mejoramiento del suelo también es denominado *estabilización del suelo* por muchos ingenieros geotécnicos. Éste es un proceso de alteración de las propiedades de ingeniería de suelo *in situ* o tomado a un costo más bajo y con mejor control de calidad. Las técnicas de mejora del suelo se pueden colocar en dos categorías principales: (1) la estabilización química y (2) la estabilización mecánica.

La estabilización química implica la aplicación de aditivos químicos para mejorar el comportamiento de los suelos. Se utiliza para mejorar la manejabilidad del suelo, haciendo el material más fácil de usar como material de construcción. También se usa para reducir la plasticidad y el potencial de expansión-contracción. Si las arcillas son dispersivas, se utiliza para flocular las partículas. Cuando las arcillas son difíciles de compactar, se pueden añadir productos químicos para dispersar ligeramente sus partículas y ayudar en el proceso. En este capítulo vamos a discutir la estabilización química mediante el uso de (a) la cal, (b) de cemento y (c) de las cenizas volantes.

La estabilización mecánica implica metodologías que mejoran las propiedades de ingeniería de los suelos seleccionados sin la adición de agentes u otras energías de unión de partículas. En otras palabras, no hay efectos químicos o de unión incluidos en esta metodología. Comprende, entre otros, los siguientes:

- Compactación (tratada en el capítulo 5).
- Vibroflotacións.
- Voladura o blasting.
- Compactación dinámica.
- Precarga.
- Drenes de arena.

En este capítulo vamos a discutir los temas mencionados anteriormente para los procesos de estabilización químicos y mecánicos.

ESTABILIZACIÓN QUÍMICA

11.2 Estabilización con cal

Como se mencionó en la sección 11.1, en ocasiones se utilizan aditivos para estabilizar los suelos en campo, particularmente los suelos finos. Los aditivos más comunes son cal, cemento y cenizas volantes. Los principales efectos de la estabilización del suelo son: (a) modificar el suelo, (b) acelerar la construcción y (c) mejorar la fuerza y durabilidad del suelo.

Los tipos de *cal* utilizados para estabilizar los suelos de grano fino son cal hidratada alta en calcio [$Ca(OH)_2$], cal viva calcítica (CaO), cal dolomítica monohidratada [$Ca(OH)_2 \cdot MgO$] y cal viva dolomítica. La cantidad de cal utilizada para estabilizar la mayoría de los suelos por lo general está en el intervalo del 5 al 10%. Cuando se añade cal a los suelos arcillosos, ocurren dos reacciones químicas *puzzolánicas*: *intercambio catiónico* y *floculación-aglomeración*. En el intercambio de cationes y las reacciones de floculación-aglomeración los cationes *monovalentes* generalmente asociados con las arcillas son remplazados por los iones de calcio *divalentes*. Los cationes pueden estar dispuestos en una serie sobre la base de su afinidad para el intercambio:

$$A1^{3+} > Ca^{2+} > Mg^{2+} > NH^{4+} > K^{+} > Na^{+} > Li^{+}$$

Cualquier catión puede sustituir los iones a su derecha. Por ejemplo, los iones de calcio pueden remplazar los iones de potasio y sodio a partir de una arcilla. La aglomeración-floculación produce un cambio en la textura de los suelos de arcilla. Las partículas de arcilla tienden a agruparse para formar partículas más grandes, con lo cual (a) disminuye el límite líquido, (b) aumenta el límite plástico, (c) disminuye el índice de plasticidad, (d) aumenta el límite de contracción, (e) aumenta la manejabilidad y (f) mejoran las propiedades de resistencia y deformación de un suelo. Algunos ejemplos en los que la cal influye en la plasticidad de los suelos arcillosos se dan en la tabla 11.1.

La reacción puzzolánica entre el suelo y la cal comprende una reacción entre la cal y la sílice y la alúmina de la tierra para formar el material de cementación. Una de estas reacciones es

$$Ca(OH)_2 + SiO_2 \rightarrow \underset{\text{Arcilla de sílice}}{\underset{\uparrow}{CSH}}$$

donde

$$C = CaO$$
$$S = SiO_2$$
$$H = H_2O$$

La reacción puzzolánica puede continuar por largo tiempo.

Tabla 11.1 Influencia de la cal en la plasticidad de la arcilla (Compilado de Thompson, 1967)

Suelo	Clasificación AASHTO	0% cal		5% cal	
		Límite líquido	Índice de plasticidad	Límite líquido	Índice de plasticidad
Bryce B	A-7-6(18)	53	29	NP	NP
Cowden B	A-7-6(19)	54	33	NP	NP
Drummer B	A-7-6(19)	54	31	NP	NP
Huey B	A-7-6(17)	46	29	NP	NP

Nota: NP, no plástica

El primer 2 a 3% de cal (sobre la base de peso en seco) influye considerablemente en el manejo y la propiedad (por ejemplo, plasticidad) del suelo. La adición de cal a suelos arcillosos también afecta sus características de compactación.

Propiedades de curado de suelos estabilizados con cal

La resistencia a la compresión no confinada (q_u) de suelos de grano fino compactados en contenido óptimo de humedad puede variar de 170 kN/m^2 a 2100 kN/m^2, dependiendo de la naturaleza del suelo. Con alrededor de 3 a 5% de adición de cal y un periodo de curado de 28 días, la resistencia a la compresión no confinada puede aumentar por 700 kN/m^2 o más.

La resistencia a la tracción (σ_T) de los suelos de grano fino curados también aumenta con la estabilización con cal. Tullock, Hudson y Kennedy (1970) dieron la siguiente relación entre σ_T y q_u:

$$\sigma_T\ (\text{kN/m}^2) = 47.54 + 50.6q_u\ (\text{MN/m}^2) \tag{11.1}$$

donde σ_T es la resistencia a la tensión indirecta.

Thompson (1966) proporcionó la siguiente relación para calcular el módulo de elasticidad (E_s) de los suelos estabilizados con cal:

$$E_s\ (\text{MN/m}^2) = 68.86 + 0.124q_u\ (\text{kN/m}^2) \tag{11.2}$$

La relación de Poisson (μ_S) de los suelos estabilizados curados con aproximadamente el 5% de cal varía entre 0.08 a 0.12 (con una media de 0.11) a un nivel de tensión de 25% o menos de la resistencia a la compresión final. Ésta aumenta a alrededor de 0.27 a 0.37 (con una media de 0.31), a un nivel de tensión mayor que 50% a 75% de la resistencia a la compresión final (Transportation Research Board, 1987).

Estabilización con cal en campo

La estabilización con cal en campo se puede hacer de tres maneras. Éstas son:

1. El material *in situ* o el material tomado puede ser mezclado con la cantidad adecuada de cal en el sitio y entonces compactarse después de la adición de humedad.
2. El suelo puede ser mezclado con la cantidad adecuada de cal y agua en una planta y luego transportarse de nuevo al sitio para la compactación.
3. La lechada de cal puede ser inyectada en el suelo a presión a una profundidad de 4 a 5 m. La unidad mecánica de inyección de la lechada está montada en el vehículo de inyección. Una unidad de inyección común es un mástil elevador hidráulico con vigas transversales que contienen las varillas de inyección. Las varillas son empujadas en el suelo por la acción de las vigas en el mástil de la grúa. La lechada generalmente se mezcla en un tanque de preparación en lotes de aproximadamente 3 m de diámetro y 12 m de largo, y se bombea a alta presión a las varillas de inyección. La razón general especificada para la preparación de lechada de cal es 1.13 kg de cal seca a 1 galón de agua.

Debido a la adición de cal hidratada a suelos arcillosos blandos, el límite plástico aumenta inmediatamente, cambiando así el suelo de plástico a sólido y hace que parezca "secarse"; una cantidad limitada de la cal puede ser agregada en el barro y las obras problemáticas. Esta acción mejora su paso y puede ahorrar dinero y tiempo. También se han utilizado con éxito cales vivas en pozos de perforación que tienen diámetros de 100 a 150 mm para la estabilización de subbases y pendientes. Para este tipo de trabajo los agujeros son perforados en un patrón de rejilla y luego se llenan con cal viva.

11.3 Estabilización con cemento

El cemento está siendo utilizado cada vez más como un material para la estabilización de suelos, en particular en la construcción de carreteras y presas de tierra. La primera construcción controlada de suelo-cemento en Estados Unidos se llevó a cabo cerca de Johnsonville, Carolina del Sur, en 1935. El cemento puede ser utilizado para estabilizar suelos arenosos y arcillosos. Al igual que en el caso de la cal, el cemento ayuda a disminuir el límite líquido y aumentar el índice de plasticidad y manejabilidad de los suelos arcillosos. La estabilización con cemento es eficaz para suelos arcillosos cuando el límite líquido es menor que 45 a 50 y el índice de plasticidad es menor de aproximadamente 25. Los requisitos óptimos de cemento por volumen para la estabilización eficaz de los distintos tipos de suelo se dan en la tabla 11.2 (Mitchell y Freitag, 1959).

Al igual que la cal, el cemento ayuda a aumentar la resistencia de los suelos y aumenta la fuerza con el tiempo de curado. La tabla 11.3 presenta algunos valores típicos de la resistencia a la compresión no confinada de varios tipos de suelo no tratado y de mezclas de cemento del suelo hechas con aproximadamente 10% en peso de cemento.

Obviamente, los suelos granulares y los suelos arcillosos de baja plasticidad son los más adecuados para la estabilización con cemento. Las arcillas de calcio se estabilizan más fácilmente mediante la adición de cemento, mientras que las arcillas de sodio e hidrógeno, que son de naturaleza expansiva, responden mejor a la estabilización con cal. Por estas razones se debe dar el cuidado apropiado a la selección del material de estabilización.

Para la compactación de campo, la cantidad adecuada de cemento puede ser mezclada con el suelo, ya sea en el sitio o en una planta de mezclado. Si se adopta este último enfoque la mezcla se puede llevar al sitio. El suelo se compacta a la unidad de peso deseado con una cantidad predeterminada de agua.

Tabla 11.2 Requerimientos de cemento para una estabilización efectiva

Suelo bajo el sistema unificado de clasificación	Porcentaje de cemento por volumen
GP, SP, SW	6–10
CL, ML, MH	8–12
CL, CH	10–14

Tabla 11.3 Rango típico de resistencia a la compresión no confinada para mezclas suelo-cemento (10% de cemento por peso)

Suelo	Resistencia a la presión no confinada q_u (kN/m²)
Arena Grava Arena-arcilla bien clasificada Grava-arena-arcilla	3500–11 000
Arena limosa Arena arcillosa	1700–3500
Arcilla limosa	700–1700
Arcilla, suelo orgánico	<350–400

Similar a la inyección de cal, la lechada de cemento hecha de cemento portland y agua (en una relación agua-cemento de 0.5:5) se puede utilizar para enlechar a presión los suelos pobres debajo de los cimientos de edificios y otras estructuras. La lechada reduce la conductividad hidráulica de los suelos y aumenta su resistencia y capacidad de carga. Para el diseño de bases de máquinas de baja frecuencia sometidas a fuerzas de vibración, da rigidez al suelo de cimentación de mampostería y con ello a veces es necesario aumentar la frecuencia de resonancia.

11.4 Estabilización con ceniza volante

Las cenizas volantes son un subproducto del proceso de combustión de carbón pulverizado, por lo general asociado con las plantas de generación de energía eléctrica. Es un polvo fino granulado y se compone principalmente de sílice, alúmina y diversos óxidos y álcalis. La ceniza volante es puzzolánica en la naturaleza y puede reaccionar con cal hidratada para producir productos cementosos. Por esa razón las mezclas de cal y cenizas volantes se pueden utilizar para estabilizar las bases y sub-bases de carreteras. Mezclas eficaces pueden ser preparadas con 10 a 35% de cenizas volantes y de 2 a 10% de cal. Las mezclas de suelo-cal-cenizas volantes se compactan en condiciones controladas, con cantidades adecuadas de humedad para obtener capas de suelo estabilizadas.

Un cierto tipo de ceniza volante, que se refiere como "Tipo C", se obtiene a partir de la quema de carbón principalmente del oeste de Estados Unidos. Este tipo de ceniza volante contiene una proporción bastante grande (hasta alrededor de 25%) de cal libre que, con la adición de agua, va a reaccionar con otros compuestos de cenizas volantes para formar productos cementosos. Su uso puede eliminar la necesidad de añadir cal fabricada.

ESTABILIZACIÓN MECÁNICA

11.5 Vibroflotación

La vibroflotación es una técnica para la densificación *in situ* de capas gruesas de depósitos de suelos granulares sueltos. Fue desarrollada en Alemania en la década de 1930. El primer dispositivo de vibroflotación se utilizó en Estados Unidos unos 10 años más tarde. El proceso implica el uso de un *Vibroflot* (también llamado *unidad vibratoria*), el cual es de aproximadamente 2.1 m de largo (como se muestra en la figura 11.1). Esta unidad vibratoria tiene un peso excéntrico en su interior y puede desarrollar una fuerza centrífuga, lo que permite que la unidad vibratoria vibre horizontalmente. Existen aberturas en la parte superior e inferior de la unidad vibratoria para los chorros de agua. La unidad de vibración está conectada a una tubería de seguimiento. La figura 11.1 muestra todo el conjunto de equipos necesarios para llevar a cabo la compactación del terreno.

El proceso completo de vibroflotación en el campo se puede dividir en cuatro etapas:

Etapa 1: El chorro en la parte inferior del Vibroflot está dirigido y lanzado dentro el suelo.

Etapa 2: El chorro de agua crea una condición rápida en el suelo que permite que la unidad vibratoria se hunda en el suelo.

Etapa 3: El material granular se vierte desde la parte superior del agujero. El agua del chorro inferior se transfiere al chorro en la parte superior de la unidad vibratoria. El agua transporta el material granular hacia el agujero.

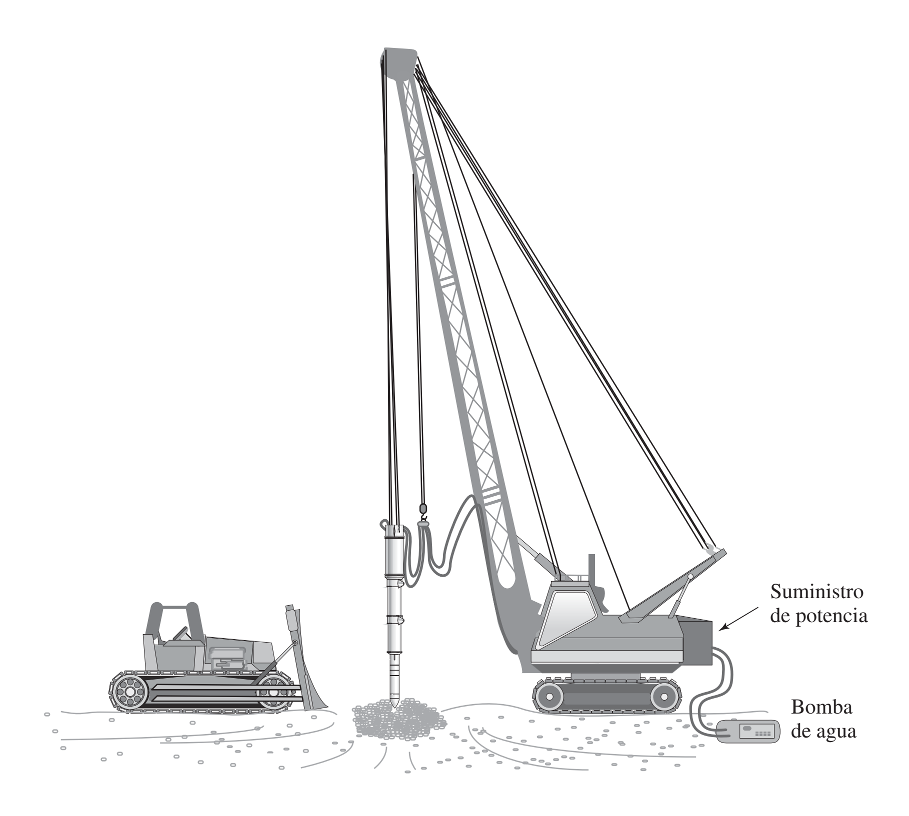


Figura 11.1 Unidad de vibroflotación

Etapa 4: La unidad vibratoria se eleva gradualmente en unos 0.3 m y se mantiene vibrando durante aproximadamente 30 segundos en cada levantamiento. Este proceso compacta el suelo al peso unitario deseado.

En cuanto a las unidades de vibración, en Estados Unidos se han utilizado unidades eléctricas de 23 kW desde finales de la década de 1940. Las unidades de 75 kW se introdujeron en la década de 1970. La descripción general de las unidades Vibroflot eléctricas e hidráulicas de 75 kW son las siguientes (Brown, 1977):

a. Punta vibratoria

Longitud	2.1 m
Diámetro	406 mm
Peso	17.8 kN
Movimiento máximo cuando está llena	12.5 mm
Fuerza centrífuga	160 kN

b. Excéntrico	
Peso	1.2 kN
Desplazamiento	38 mm
Longitud	610 mm
Aceleración	1800 rpm
c. Bomba	
Caudal de funcionamiento	0–1.6 m^3/min
Presión	700–1050 kN/m^2

La zona de compactación en torno a una sola sonda varía con el tipo de Vibroflot utilizado. La zona cilíndrica de compactación tiene un radio de alrededor de 2 m para una unidad de 23 kW. Este radio se puede extender a aproximadamente 3 m para una unidad de 75 kW.

La compactación por vibroflotación se realiza con varias separaciones de la sonda, dependiendo de la zona de compactación. Esta separación se muestra en la figura 11.2. La capacidad para la densificación exitosa en suelo *in situ* depende de varios factores, el más importante de los cuales es la distribución de tamaño de grano del suelo y del tipo de relleno utilizado para llenar los agujeros durante el periodo de retirada del Vibroflot. La gama de la distribución del tamaño de grano del suelo *in situ,* marcada como zona 1 en la figura 11.3, es más adecuada para la compactación por vibroflotación. Los suelos que contienen cantidades excesivas de arena fina

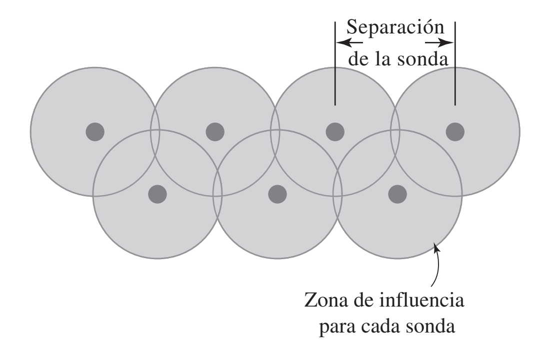


Figura 11.2 Separación de la sonda para vibroflotación

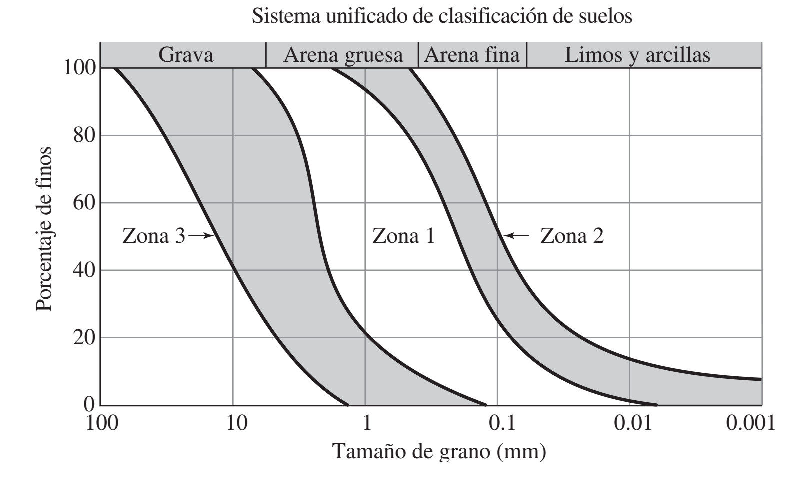


Figura 11.3 Rango efectivo de la distribución de tamaño de grano del suelo para vibroflotación

y partículas de tamaño de limo son difíciles de compactar, y se requiere un gran esfuerzo para llegar a la densidad relativa adecuada de compactación. La zona 2 en la figura 11.3 es el límite inferior aproximado de la distribución de tamaño de grano para el que la compactación por vibroflotación es eficaz. Depósitos de suelos cuya granulometría de distribución cae en la zona 3 contienen cantidades apreciables de grava. Para estos suelos el ritmo de penetración de la sonda puede ser lento y resultar antieconómico en el largo plazo.

La distribución de tamaño de grano del material de relleno es un factor importante que controla la velocidad de densificación. Brown (1977) ha definido una cantidad llamada *número aptitud* para la calificación de relleno como

$$S_N = 1.7\sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \tag{11.3}$$

donde D_{50}, D_{20} y D_{10} son los diámetros (en mm) a través de los cuales pasa, respectivamente, 50%, 20% y 10% del material.

Cuanto menor es el valor de S_N, más deseable es el material de relleno. A continuación se presenta un sistema de clasificación de relleno propuesto por Brown:

Rango de S_N	Calificación como relleno
0–10	Excelente
10–20	Bueno
20–30	Razonable
30–50	Pobre
>50	Inadecuado

Ejemplo 11.1

A continuación se presentan los detalles del material de relleno utilizado en un proyecto de vibroflotación:

- $D_{10} = 0.36$ mm
- $D_{20} = 0.52$ mm
- $D_{50} = 1.42$ mm

Determine el número S_N idóneo. ¿Cuál sería su recomendación como un material de relleno?

Solución

De la ecuación (11.3),

$$S_N = 1.7\sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}}$$

$$= 1.7\sqrt{\frac{3}{(1.42)^2} + \frac{1}{(0.52)^2} + \frac{1}{(0.36)^2}}$$

$$= 6.1$$

Calificación: **Excelente**

11.6 Compactación dinámica

La compactación dinámica es una técnica que ha ganado popularidad en Estados Unidos para la densificación o compactación de depósitos de suelos granulares. Este proceso consiste principalmente en dejar caer un gran peso en varias ocasiones en el suelo a intervalos regulares. El peso del martillo utilizado varía en un rango de 80 a 360 kN, y la altura de la caída del martillo varía entre 7.5 y 30.5 m. Las ondas de tensión generadas por el martillo al caer ayudan en la densificación. El grado de compactación conseguido en un sitio determinado depende de los siguientes tres factores:

1. Peso del martillo
2. Altura de la caída del martillo
3. Separación de los lugares en que cayó el martillo

Leonards, Cutter y Holtz (1980) sugirieron que la profundidad de influencia significativa para la compactación se puede aproximar mediante el uso de la ecuación

$$D \simeq \left(\tfrac{1}{2}\right)\sqrt{W_H h} \tag{11.4}$$

donde

D = profundidad significativa de densificación (m)
W_H = peso que se deja caer (toneladas métricas)
h = altura de caída (m)

11.7 Blasting

La voladura o blasting es una técnica que se ha utilizado con éxito en muchos proyectos (Mitchell, 1970) para la densificación de los suelos granulares. Los tamaños de grano del suelo, en general adecuados para la compactación por medio de granallado, son los mismos que aquellos para la compactación por vibroflotación. El proceso implica la detonación de cargas explosivas, tales como 60% de dinamita a cierta profundidad por debajo de la superficie del suelo en el suelo saturado. La separación lateral de las cargas varía desde alrededor de 3 a 10 m. Generalmente son necesarias de tres a cinco detonaciones exitosas para lograr la compactación deseada. La compactación hasta una densidad relativa de casi el 80% y hasta una profundidad de aproximadamente 20 m sobre un área grande se puede conseguir fácilmente mediante el uso de este proceso. Por lo general, las cargas explosivas se colocan a una profundidad de alrededor de dos tercios del espesor de la capa de suelo que se desea compactar.

11.8 Pre-compresión

Cuando capas de suelo arcilloso normalmente consolidado altamente compresible se encuentran a una profundidad limitada y la consolidación de grandes asentamientos es esperada como resultado de la construcción de grandes edificios, carreteras, diques o presas de tierra, la pre-compresión del suelo puede ser utilizada para reducir al mínimo el asentamiento postconstrucción. Los principios de pre-compresión se explican mejor en referencia a la figura 11.4. Aquí la carga estructural propuesta por unidad de área es$\Delta\sigma_{(p)}$ y el espesor de la capa de arcilla sometida a la

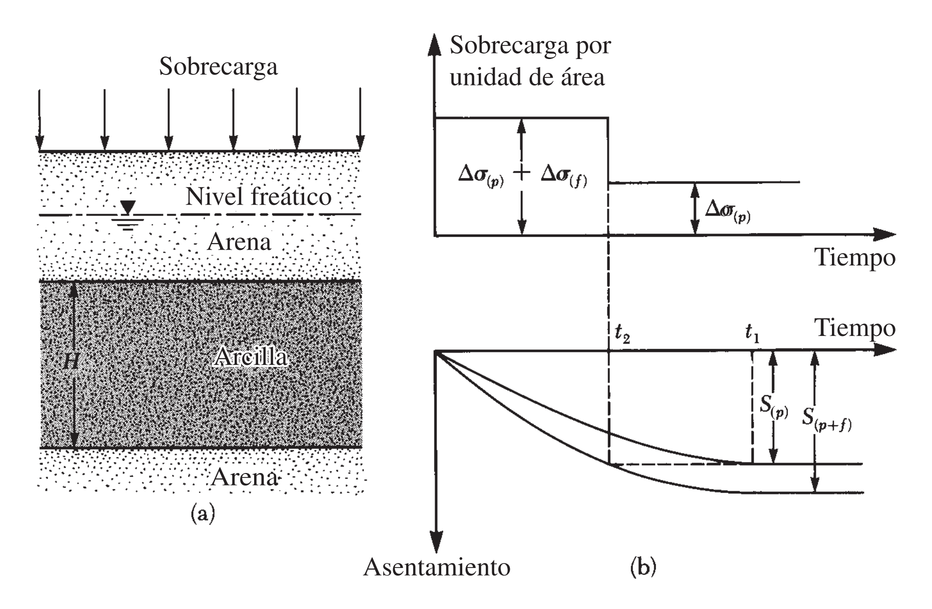


Figura 11.4 Principios de pre-compresión

consolidación es H. El asentamiento máximo de la consolidación primaria causada por la carga estructural, S_p, es entonces

$$S_p = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} \tag{11.5}$$

Tenga en cuenta que al final de la consolidación $\Delta\sigma' = \Delta\sigma_{(p)}$.

La relación asentamiento-tiempo bajo la carga estructural será como la que se muestra en la figura 11.4b. Sin embargo, si se coloca en el suelo una sobrecarga de $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$, entonces el asentamiento de la consolidación primaria, $S_{(p+f)}$, será

$$S_{(p+f)} = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_o + \left[\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}\right]}{\sigma'_o} \tag{11.6}$$

Observe que al final de la consolidación,

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$$

En la figura 11.4b también se muestra la relación asentamiento-tiempo bajo una sobrecarga de $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$. Advierta que una solución total de S_p ocurriría en un tiempo t_2, que es mucho más corto que t_1. Por lo tanto, si se aplica una sobrecarga temporal total de $\Delta\sigma_{(f)} + \Delta\sigma_{(p)}$ sobre la superficie del suelo para el tiempo t_2, la solución será igual a S_p. En ese momento, si la sobrecarga se retira y una estructura con una carga permanente por unidad de área de $\Delta\sigma_{(p)}$ es construida, no se producirá ningún asentamiento apreciable. El procedimiento que acabamos de describir es de *pre-compresión*. Se puede aplicar la carga total $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$ mediante el uso de rellenos temporales.

Deducción de las ecuaciones para obtener $\Delta\sigma_{(f)}$ y t_2

La figura 11.4b muestra que bajo una sobrecarga de $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$ el grado de consolidación en el tiempo t_2 después de la aplicación de la carga es

$$U = \frac{S_p}{S_{(p+f)}} \tag{11.7}$$

La sustitución de las ecuaciones (11.5) y (11.6) en la ecuación (11.7) da como resultado

$$U = \frac{\log\left[\dfrac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left[\dfrac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}}{\sigma'_o}\right]} = \frac{\log\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left\{1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o}\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(f)}}{\Delta\sigma_{(p)}}\right]\right\}} \tag{11.8}$$

La figura 11.5 da magnitudes de U para varias combinaciones de $\Delta\sigma_{(p)}/\Delta\sigma'_o$ y $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)}$. El grado de consolidación referido en la ecuación (11.8) es en realidad el grado medio de consolidación en el tiempo t_2, como se muestra en la figura 11.4. Sin embargo, si se utiliza el grado medio de consolidación para determinar el tiempo t_2, pueden surgir algunos problemas de construcción. La razón es que después de la eliminación de la sobrecarga y la colocación de la carga estructural, la porción de arcilla cerca de la superficie de drenaje continuará abultándose y el suelo cerca del plano medio seguirá asentándose (figura 11.6). En algunos casos, podría resultar un asentamiento neto continuo. Un enfoque conservador puede resolver este problema, es decir,

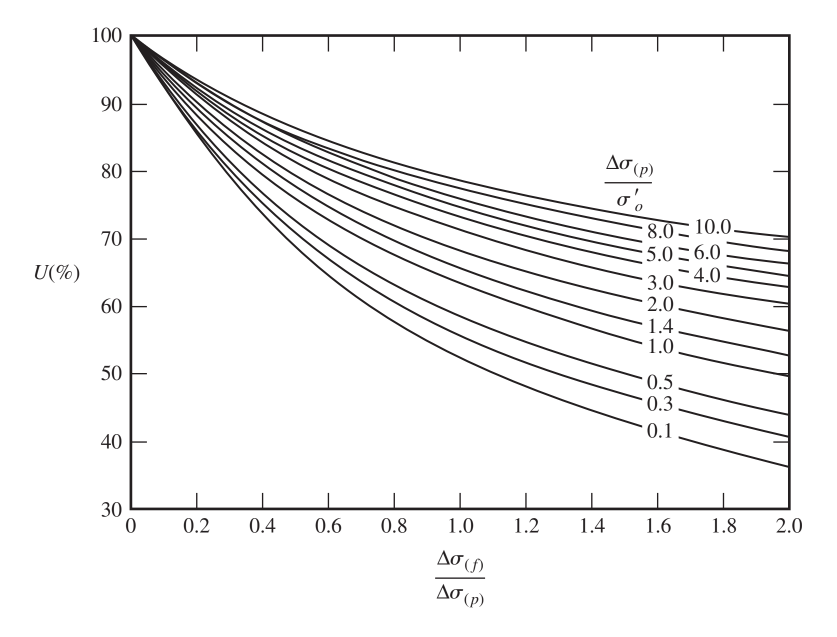


Figura 11.5 Gráfica de U contra $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)}$ para varios valores de $\Delta\sigma_{(p)}/\Delta\sigma'$ (ecuación 11.8)

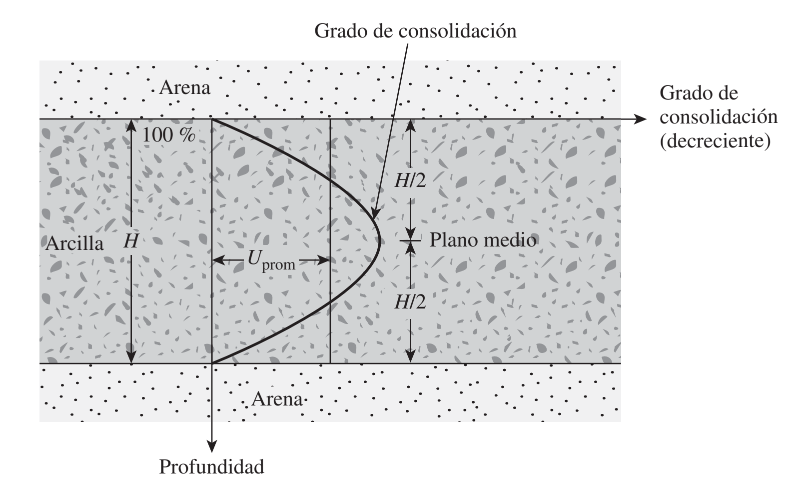


Figura 11.6

suponer que U en la ecuación (11.8) es el plano medio del grado de consolidación (Johnson, 1970). Ahora, a partir de las ecuaciones (9.38) y (9.39), tenemos

$$U = f(T_v) \tag{11.9}$$

donde

T_v = factor de tiempo = $c_v t_2 / H^2_{\text{dr}}$
c_v = coeficiente de consolidación
t_2 = tiempo
H_{dr} = ruta de drenaje máximo ($H/2$ para el drenaje de dos vías y H para el drenaje de un solo sentido)

La variación de U (nivel plano medio de la consolidación) con T_v se muestra en la figura 11.7.

Procedimiento para la obtención de los parámetros de pre-compresión

Los ingenieros pueden encontrarse con dos problemas durante el trabajo de pre-compresión en el campo:

1. El valor de $\Delta\sigma_{(f)}$ es conocido, pero t_2 debe ser obtenido. En tal caso, obtener σ'_o y $\Delta\sigma_{(p)}$ y resolver para U usando la ecuación (11.8) o la figura 11.5. Para este valor de U, obtenga T_v de la figura 11.7. Entonces

$$t_2 = \frac{T_v H^2_{\text{dr}}}{c_v} \tag{11.10}$$

2. Para un valor determinado de t_2, se debe obtener $\Delta\sigma_{(f)}$. En tal caso, calcular T_v. A continuación, consulte la figura 11.7 para obtener el plano medio del grado de consolidación, U. Con el valor estimado de U, vaya a la figura 11.5 para encontrar el $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)}$ necesario y luego calcule $\Delta\sigma_{(f)}$.

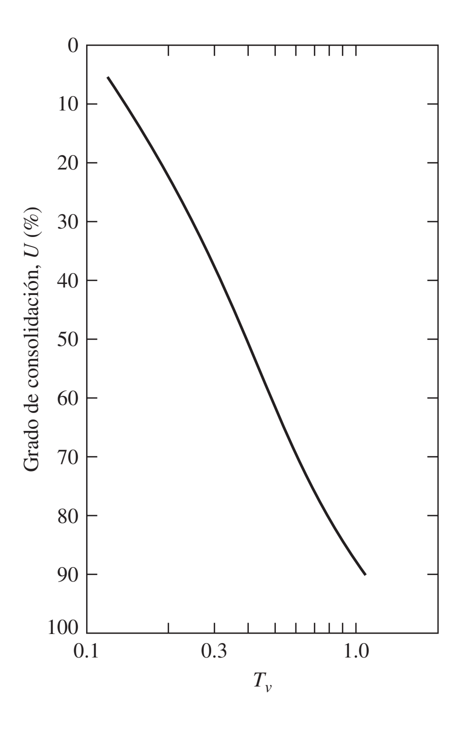


Figura 11.7 Parcela de grado plano medio de la consolidación contra T_v

Ejemplo 11.2

Durante la construcción de un puente de carretera se espera que la carga permanente promedio en la capa de arcilla aumente en cerca de 115 kN/m^2. La presión de sobrecarga efectiva promedio en el medio de la capa de arcilla es de 210 kN/m^2. Aquí, $H = 6$ m, $C_c = 0.28$, $e_0 = 0.9$ y $c_v = 0.36$ m^2/mo. La arcilla está normalmente consolidada.

a. Determine el asentamiento de la consolidación primaria total del puente sin compresión previa.

b. ¿Cuál es la sobrecarga, $\Delta\sigma_{(f)}$, necesaria para eliminar por compresión previa el asentamiento de la consolidación primaria completa en 9 meses?

Solución

Inciso a

El asentamiento total de la consolidación primaria se calcula a partir de la ecuación 11.5:

$$S_p = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left[\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} \right] = \frac{(0.28)(6)}{1 + 0.9} \log \left[\frac{210 + 115}{210} \right]$$

$$= 0.1677 \text{ m} = \mathbf{167.7\ mm}$$

Inciso b

$$T_v = \frac{c_v t_2}{H_{\text{dr}}^2}$$

$$c_v = 0.36 \text{ m}^2/\text{mo.}$$

$$H_{dr} = 3 \text{ m (drenaje de dos vías)}$$
$$t_2 = 9 \text{ mo.}$$

Por lo tanto,

$$T_v = \frac{(0.36)(9)}{3^2} = 0.36$$

De acuerdo con la figura 11.7, para $T_v = 0.36$, el valor de U es 47%. Ahora

$$\Delta\sigma_{(p)} = 115 \text{ kN/m}^2$$
$$\sigma'_o = 210 \text{ kN/m}^2$$

Entonces

$$\frac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} = \frac{115}{210} = 0.548$$

De acuerdo con la figura 11.5, para $U = 47\%$ y $\Delta\sigma_{(p)}/\sigma'_o = 0.548$, $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)} \approx 1.8$. Por lo tanto

$$\Delta\sigma_{(f)} = (1.8)(115) = \mathbf{207\ kN/m^2}$$

11.9 Drenes de arena

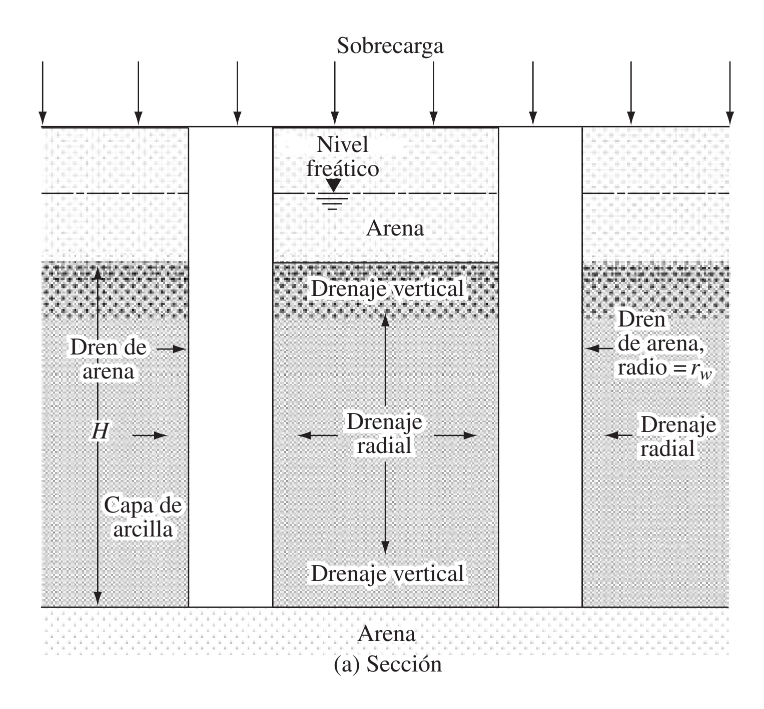
El uso de *drenes de arena* es otra manera de acelerar el asentamiento de la consolidación de las capas de arcilla blanda normalmente consolidadas y lograr la pre-compresión antes de la construcción de los cimientos. Los drenes de arena se construyen mediante la perforación de agujeros en la(s) capa(s) de arcilla en campo a intervalos regulares. Los orificios están rellenados con arena altamente permeable (véase la figura 11.8a), y luego se aplica una sobrecarga en la superficie del suelo. Esta sobrecarga aumenta la presión de poros en la arcilla. El exceso de presión de poros en la arcilla se disipa por el drenaje, tanto vertical como radialmente, a los drenes de arena, lo que acelera el asentamiento de la capa de arcilla.

Observe que el radio de los drenes de arena es r_w (figura 11.8a). La figura 11.8b también muestra el plan de la disposición de los drenes de arena. La zona efectiva de la que se dirige el drenaje radial hacia un drenaje de arena dada es aproximadamente cilíndrica, con un diámetro de d_e.

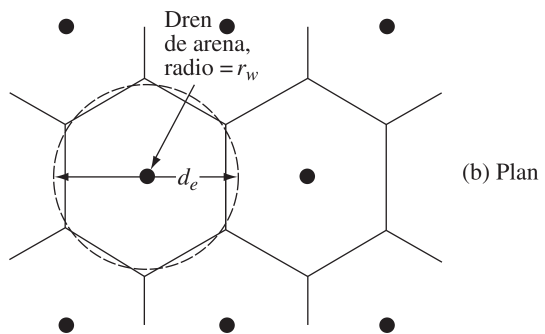
Para determinar la sobrecarga que necesita ser aplicada en la superficie del suelo y el tiempo que debe mantenerse consulte la figura 11.4, y use la ecuación correspondiente (ecuación 11.8):

$$U_{v,r} = \frac{\log\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left\{1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o}\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(f)}}{\Delta\sigma_{(p)}}\right]\right\}} \qquad (11.11)$$

Las notaciones $\Delta\sigma_{(p)}$, σ'_o y $\Delta\sigma_{(f)}$ son las mismas que las utilizadas en la ecuación (11.8). Sin embargo, a diferencia de la ecuación (11.8), el lado izquierdo de la ecuación (11.11) es el



(a) Sección



(b) Plan

Figura 11.8 Drenes de arena

grado promedio de consolidación en lugar del grado de consolidación en el plano medio. Tanto el *drenaje radial* como el *vertical* contribuyen al grado medio de consolidación. Si $U_{v,r}$ puede ser determinado para cualquier tiempo t_2 (véase la figura 11.4b), entonces la sobrecarga total de $\Delta\sigma_{(f)} + \Delta\sigma_{(p)}$ puede ser fácilmente obtenida a partir de la figura 11.5. El procedimiento para determinar el grado promedio de consolidación ($U_{v,r}$) se da en las siguientes secciones.

Grado promedio de consolidación debido sólo al drenaje radial

La teoría para la consolidación de deformación igual debida sólo al drenaje radial (sin ninguna mancha) fue desarrollado por Barron (1948). La teoría se basa en la suposición de que *no hay drenaje en la dirección vertical*. De acuerdo con esta teoría,

$$U_r = 1 - \exp\left(\frac{-8T_r}{m}\right) \tag{11.12}$$

donde U_r = grado promedio de consolidación debido sólo al drenaje radial

$$m = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1}\right)\ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (11.13)$$

$$n = \frac{d_e}{2r_w} \quad (11.14)$$

T_r = factor adimensional de tiempo sólo para el drenaje radial

$$= \frac{c_{vr}t_2}{d_e^2} \quad (11.15)$$

c_{vr} = coeficiente de consolidación para drenaje radial

$$= \frac{k_h}{\left[\dfrac{\Delta e}{\Delta\sigma'(1 + e_{\text{prom}})}\right]\gamma_w} \quad (11.16)$$

Tabla 11.4 Solución para el drenaje radial

Grado de consolidación, U_r(%)	*Factor de tiempo, T_r, para valores de n*				
	5	**10**	**15**	**20**	**25**
0	0	0	0	0	0
1	0.0012	0.0020	0.0025	0.0028	0.0031
2	0.0024	0.0040	0.0050	0.0057	0.0063
3	0.0036	0.0060	0.0075	0.0086	0.0094
4	0.0048	0.0081	0.0101	0.0115	0.0126
5	0.0060	0.0101	0.0126	0.0145	0.0159
6	0.0072	0.0122	0.0153	0.0174	0.0191
7	0.0085	0.0143	0.0179	0.0205	0.0225
8	0.0098	0.0165	0.0206	0.0235	0.0258
9	0.0110	0.0186	0.0232	0.0266	0.0292
10	0.0123	0.0208	0.0260	0.0297	0.0326
11	0.0136	0.0230	0.0287	0.0328	0.0360
12	0.0150	0.0252	0.0315	0.0360	0.0395
13	0.0163	0.0275	0.0343	0.0392	0.0431
14	0.0177	0.0298	0.0372	0.0425	0.0467
15	0.0190	0.0321	0.0401	0.0458	0.0503
16	0.0204	0.0344	0.0430	0.0491	0.0539
17	0.0218	0.0368	0.0459	0.0525	0.0576
18	0.0232	0.0392	0.0489	0.0559	0.0614
19	0.0247	0.0416	0.0519	0.0594	0.0652
20	0.0261	0.0440	0.0550	0.0629	0.0690
21	0.0276	0.0465	0.0581	0.0664	0.0729
22	0.0291	0.0490	0.0612	0.0700	0.0769
23	0.0306	0.0516	0.0644	0.0736	0.0808
24	0.0321	0.0541	0.0676	0.0773	0.0849
25	0.0337	0.0568	0.0709	0.0811	0.0890

(*continúa*)

Tabla 11.4 Solución para el drenaje radial (*continuación*)

Grado de consolidación, U_r (%)	Factor de tiempo, T_r, para valores de *n*				
	5	10	15	20	25
26	0.0353	0.0594	0.0742	0.0848	0.0931
27	0.0368	0.0621	0.0776	0.0887	0.0973
28	0.0385	0.0648	0.0810	0.0926	0.1016
29	0.0401	0.0676	0.0844	0.0965	0.1059
30	0.0418	0.0704	0.0879	0.1005	0.1103
31	0.0434	0.0732	0.0914	0.1045	0.1148
32	0.0452	0.0761	0.0950	0.1087	0.1193
33	0.0469	0.0790	0.0987	0.1128	0.1239
34	0.0486	0.0820	0.1024	0.1171	0.1285
35	0.0504	0.0850	0.1062	0.1214	0.1332
36	0.0522	0.0881	0.1100	0.1257	0.1380
37	0.0541	0.0912	0.1139	0.1302	0.1429
38	0.0560	0.0943	0.1178	0.1347	0.1479
39	0.0579	0.0975	0.1218	0.1393	0.1529
40	0.0598	0,1008	0.1259	0.1439	0.1580
41	0.0618	0.1041	0.1300	0.1487	0.1632
42	0.0638	0,1075	0.1342	0.1535	0.1685
43	0.0658	0.1109	0.1385	0.1584	0.1739
44	0.0679	0.1144	0.1429	0.1634	0.1793
45	0.0700	0.1180	0.1473	0.1684	0.1849
46	0.0721	0.1216	0.1518	0.1736	0.1906
47	0.0743	0.1253	0.1564	0.1789	0.1964
48	0.0766	0.1290	0.1611	0.1842	0.2023
49	0.0788	0.1329	0.1659	0.1897	0.2083
50	0.0811	0.1368	0.1708	0.1953	0.2144
51	0.0835	0.1407	0.1758	0.2020	0.2206
52	0.0859	0.1448	0.1809	0.2068	0.2270
53	0.0884	0.1490	0.1860	0.2127	0.2335
54	0.0909	0.1532	0.1913	0.2188	0.2402
55	0.0935	0.1575	0.1968	0.2250	0.2470
56	0.0961	0.1620	0.2023	0.2313	0.2539
57	0.0988	0.1665	0.2080	0.2378	0.2610
58	0.1016	0.1712	0.2138	0.2444	0.2683
59	0.1044	0.1759	0.2197	0.2512	0.2758
60	0.1073	0.1808	0.2258	0.2582	0.2834
61	0.1102	0.1858	0.2320	0.2653	0.2912
62	0.1133	0.1909	0.2384	0.2726	0.2993
63	0.1164	0.1962	0.2450	0.2801	0.3075
64	0.1196	0.2016	0.2517	0.2878	0.3160
65	0.1229	0.2071	0.2587	0.2958	0.3247
66	0.1263	0.2128	0.2658	0.3039	0.3337
67	0.1298	0.2187	0.2732	0.3124	0.3429
68	0.1334	0.2248	0.2808	0.3210	0.3524
69	0.1371	0.2311	0.2886	0.3300	0.3623
70	0.1409	0.2375	0.2967	0.3392	0.3724
71	0.1449	0.2442	0.3050	0.3488	0.3829
72	0.1490	0.2512	0.3134	0.3586	0.3937

Tabla 11.4 Solución para el drenaje radial (*continuación*)

Grado de consolidación, U_r (%)	Factor de tiempo, T_r, para valores de n				
	5	10	15	20	25
73	0.1533	0.2583	0.3226	0.3689	0.4050
74	0.1577	0.2658	0.3319	0.3795	0.4167
75	0.1623	0.2735	0.3416	0.3906	0.4288
76	0.1671	0.2816	0.3517	0.4021	0.4414
77	0.1720	0.2900	0.3621	0.4141	0.4546
78	0.1773	0.2988	0.3731	0.4266	0.4683
79	0.1827	0.3079	0.3846	0.4397	0.4827
80	0.1884	0.3175	0.3966	0.4534	0.4978
81	0.1944	0.3277	0.4090	0.4679	0.5137
82	0.2007	0.3383	0.4225	0.4831	0.5304
83	0.2074	0.3496	0.4366	0.4922	0.5481
84	0.2146	0.3616	0.4516	0.5163	0.5668
85	0.2221	0.3743	0.4675	0.5345	0.5868
86	0.2302	0.3879	0.4845	0.5539	0.6081
87	0.2388	0.4025	0.5027	0.5748	0.6311
88	0.2482	0.4183	0.5225	0.5974	0.6558
89	0.2584	0.4355	0.5439	0.6219	0.6827
90	0.2696	0.4543	0.5674	0.6487	0.7122
91	0.2819	0.4751	0.5933	0.6784	0.7448
92	0.2957	0.4983	0.6224	0.7116	0.7812
93	0.3113	0.5247	0.6553	0.7492	0.8225
94	0.3293	0.5551	0.6932	0.7927	0.8702
95	0.3507	0.5910	0.7382	0.8440	0.9266
96	0.3768	0.6351	0.7932	0.9069	0.9956
97	0.4105	0.6918	0.8640	0.9879	1.0846
98	0.4580	0.7718	0.9640	1.1022	1.2100
99	0.5391	0.9086	1.1347	1.2974	1.4244

Note que la ecuación (11.16) es similar a la definida en la ecuación (9.37). En ésta, k es la conductividad hidráulica en la dirección vertical de la capa de arcilla. En la ecuación (11.16) k se sustituye por k_h, la conductividad hidráulica para el flujo en la dirección horizontal. En algunos casos, k_h puede suponerse igual a k; sin embargo, para los suelos como la arcilla varved, $k_h > k$. En la tabla 11.4 se da la variación de U_r con T_r para diversos valores de n.

Grado promedio de consolidación debido sólo al drenaje vertical

El grado promedio de consolidación debido sólo al drenaje vertical se puede obtener a partir de las ecuaciones (9.42) y (9.43), o de la tabla 9.3:

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left[\frac{U_v\%}{100}\right] \quad \text{para } U_v = 0\% \text{ a } 60\% \tag{11.17}$$

y

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U_v\%) \quad \text{para } U_v > 60\% \tag{11.18}$$

donde

U_v = grado promedio de consolidación debido sólo al drenaje vertical

$$T_v = \frac{c_v t_2}{H_{dr}^2} \tag{11.19}$$

c_v = coeficiente de consolidación para drenaje vertical

Grado promedio de consolidación debido a drenaje vertical y radial

Para una sobrecarga dada y una duración t_2, el grado promedio de consolidación debido al drenaje en las direcciones vertical y radial es

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \tag{11.20}$$

Ejemplo 11.3

Retomemos el inciso b del ejemplo 11.2, con la adición de algunos drenes de arena. Supongamos que $r_w = 0.1$ m, $d_e = 3$ m, $c_v = c_{vr}$ y la sobrecarga se aplica instantáneamente. (Ver figura 11.4a). Supongamos también que éste es un caso sin mancha.

Solución

Inciso a

La consolidación total de la consolidación primaria será 167.7 mm, como antes.

Inciso b

A partir del ejemplo 11.2, $T_v = 0.36$. Usando la ecuación (11.17), obtenemos

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left[\frac{U_v(\%)}{100}\right]^2$$

o

$$U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \times 100 = \sqrt{\frac{(4)(0.36)}{\pi}} \times 100 = 67.7\%$$

Además,

$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{3}{2 \times 0.1} = 15$$

De nuevo,

$$T_r = \frac{c_{vr} t_2}{d_e^2} = \frac{(0.36)(9)}{(3)^2} = 0.36$$

De la tabla 11.4, para $n = 15$ y $T_r = 0.36$, el valor de U_r es aproximadamente 77%. Por lo tanto,

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) = 1 - (1 - 0.67)(1 - 0.77)$$
$$= 0.924 = 92.4\%$$

Ahora, de la figura 11.5, para $\dfrac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} = 0.548$ y $U_{v,r} = 92.4\%$, el valor de $\dfrac{\Delta\sigma_{(f)}}{\Delta\sigma_{(p)}} \approx 0.12$. Por lo tanto,

$$\Delta\sigma_{(f)} = (115)(0.12) = \mathbf{13.8\ kN/m^2}$$

11.10 Resumen

En este capítulo han sido discutidos algunos aspectos de la estabilización química y mecánica de suelos. A continuación, un breve resumen de los temas tratados:

1. La estabilización química es la aplicación de aditivos químicos, tales como cal, cemento y cenizas volantes, al suelo arcilloso para reducir su plasticidad, dilatación y potencial de contracción, lo que lo hace más manejable en campo.
2. Cuando se añade cal a los suelos arcillosos, tienen lugar dos reacciones químicas puzzolánicas. Éstas son de intercambio catiónico y de floculación y aglomeración.
3. La estabilización con cemento es eficaz en suelos arcillosos con límite líquido inferior a aproximadamente 50 e índice de plasticidad inferior a aproximadamente 25.
4. La vibroflotación es una técnica para densificar las capas gruesas de depósitos de suelos granulares sueltos por medio de una unidad vibratoria. El número de idoneidad (S_N) es una función del tamaño de grano, es decir, D_{50}, D_{30} y D_{10}. Cuanto menor sea el valor de S_N, mejor es la calificación de relleno.
5. La densificación de los depósitos granulares también puede ser hecha por compactación dinámica y voladura.
6. La pre-compresión es una técnica por la que el asentamiento de consolidación mayor de capas de arcilla se elimina mediante la carga previa.
7. Se pueden utilizar drenes de arena además de la pre-compresión para acelerar el asentamiento de consolidación de las capas de arcilla blanda.

Problemas

11.1 A continuación se presentan los resultados para el material de relleno utilizado en un proyecto de vibroflotación:

$D_{10} = 0.11$ mm
$D_{20} = 0.19$ mm
$D_{50} = 1.3$ mm

Determine el número de la estabilidad, S_N. ¿Cuál sería su recomendación como relleno?

11.2 Para una prueba de compactación dinámica: peso de martillo = 15 ton, altura de la caída = 12 m. Determine la profundidad de influencia significativa para la compactación D en metros.

11.3 Consulte la figura 11.4. Para la construcción de un aeropuerto se requiere una gran operación de llenado. Para el trabajo, la carga media permanente $\Delta\sigma_{(p)}$ en la capa de arcilla se incrementará en 70 kN/m^2. La presión de sobrecarga efectiva promedio de la capa de arcilla antes de la operación de llenado es de 95 kN/m^2. Para la capa de arcilla, que es normalmente consolidada y se drena en la parte superior e inferior, $H = 5$ m, $C_c = 0.24$, $e_0 = 0.81$ y $c_v = 0.44$ m^2/mo.

a. Determine la solución de consolidación primaria de la capa de arcilla causada por la carga permanente adicional, $\Delta\sigma_{(p)}$.
b. ¿Cuál es el tiempo requerido para el 90% de asentamiento de consolidación primaria sólo bajo la carga permanente adicional?
c. ¿Qué sobrecarga temporal, $\Delta\sigma_{(f)}$, será necesaria para eliminar todo el asentamiento de consolidación primaria en 6 meses por la técnica de compresión previa?

11.4 Repita el inciso (c) del problema 11.3 para un tiempo de eliminación del asentamiento de consolidación primaria en 7 meses.

11.5 En la figura 11.8 se muestra el diagrama de un drenaje de arena. Si $r_w = 0.3$ m, $d_e = 6$ m, $c_v = c_{vr} = 0.28$ m^2/mo y $H = 8.4$ m, determine el grado de consolidación causado sólo por el dren de arena después de 7 meses de la aplicación de la sobrecarga.

11.6 Estime el grado de consolidación de la capa de arcilla descrito en el problema 11.5 que es causado por la combinación de drenaje vertical (drenado en la parte superior e inferior) y el drenaje radial después de 7 meses de la aplicación de la sobrecarga.

11.7 Una capa de arcilla de 4 m de espesor se drena en las partes superior e inferior. Sus características son $c_{vr} = c_v$ (para drenaje vertical) $= 0.0039$ m^2/día, $r_w = 200$ mm y $d_e = 2$ m. Estime el grado de consolidación de la capa de arcilla causada por la combinación de drenaje vertical y radial en $t = 0.2$, 0.4, 0.8 y 1 año.

Referencias

Barron, R. A. (1948). "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells," *Transactions*, American Society of Civil Engineers, Vol. 113, 718–754.

Brown, E. (1977). "Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. GT12, 1437–1451.

Johnson, S. J. (1970). "Precompression for Improving Foundation Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM1, 114–144.

Leonards, G. A., Cutter, W. A., and Holtz, R. D. (1980). "Dynamic Compaction of Granular Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, No. GT1, 35–44.

Mitchell, J. K. (1970). "In-Place Treatment of Foundation Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM1, 73–110.

Mitchell, J. K., and FREITAG, D. R. (1959). "A Review and Evaluation of Soil–Cement Pavements," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 85, No. SM6, 49–73.

Thompson, M. R. (1967). Bulletin 492, *Factors Influencing the Plasticity and Strength of Lime-Soil Mixtures*, Engineering Experiment Station, University of Illinois.

Thompson, M. R. (1966). "Shear Strength and Elastic Properties of Lime-Soil Mixtures," *Highway Research Record 139*, National Research Council, Washington, D.C., 1–14.

Transportation Research Board (1987). *Lime Stabilization: Reactions, Properties, Design and Construction*, National Research Council, Washington, D.C.

Tullock, W. S., II, Hudson, W. R., and Kennedy, T. W. (1970). *Evaluation and Prediction of the Tensile Properties of Lime-Treated Materials*, Research Report 98-5, Center for Highway Research, University of Texas, Austin, Texas.

CAPÍTULO 12

Exploración del subsuelo

12.1 Introducción

El proceso de identificación de las capas de depósitos que subyacen a una estructura propuesta y sus características físicas se refiere generalmente como *exploración del subsuelo*. El propósito de la exploración del subsuelo es obtener información que ayudará al ingeniero en geotecnia en las siguientes tareas:

1. Selección del tipo y la profundidad de la base adecuada para una estructura dada.
2. Evaluación de la capacidad de carga de la cimentación.
3. Estimación del asentamiento probable de una estructura.
4. Determinación de los problemas potenciales de cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, rellenos sanitarios, y así sucesivamente).
5. Determinación de la ubicación del nivel freático.
6. Predicción de la presión latseral de tierra sobre estructuras tales como muros de contención, pilotes y cortes apuntalados.
7. Establecimiento de métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

La exploración del subsuelo también es necesaria para la construcción subterránea y la excavación. Esto puede ser necesario cuando se contemplan adiciones o modificaciones a las estructuras existentes. En este capítulo vamos a discutir lo siguiente con más detalle:

- Planificación de exploraciones del subsuelo;
- Métodos de perforación exploratoria en campo;
- Recolección de muestras de suelo y la observación del nivel freático;
- Pruebas *in situ* para la determinación de las propiedades geotécnicas;
- Extracción de rocas, y
- Exploración geofísica en campo.

Los datos recopilados de las actividades antes mencionadas ayudarán a los ingenieros a evaluar el subsuelo en un sitio determinado para un proyecto particular que dará lugar a un diseño seguro de la(s) cimentación(es).

12.2 Programa de exploración del subsuelo

La exploración del subsuelo consta de varios pasos, incluidos la recopilación de información preliminar, el reconocimiento y la investigación del sitio.

Recopilación de la información preliminar

Debe obtenerse la información sobre el tipo de estructura que se construirá y su uso general. Para la construcción de edificios, las cargas de columnas aproximadas y su separación y el sótano, deben conocerse los requisitos del código de construcción local. La construcción de puentes requiere determinar la longitud del tramo y la carga de pilas y estribos.

Una idea general de la topografía y el tipo de suelo que se encuentran cerca y alrededor del sitio propuesto se puede obtener a partir de las siguientes fuentes (en el caso de Estados Unidos):

1. Mapas del Servicio Geológico.
2. Mapas geológicos del gobierno estatal.
3. Reportes de suelos del condado del Departamento de Agricultura y Servicio de Conservación del Suelo.
4. Mapas agrícolas publicados por los departamentos de agricultura de varios estados.
5. Información hidrológica publicada, incluyendo los registros de caudales, niveles altos de inundación, registros de marea, etcétera.
6. Manuales de suelos publicados por el Departamento de Carreteras de varios estados.

La información obtenida de estas fuentes puede ser muy útil para la planificación de una investigación sobre el terreno. En algunos casos se obtienen ahorros sustanciales mediante la previsión de los problemas que se pueden encontrar más adelante en el programa de exploración.

Reconocimiento

El ingeniero siempre debe realizar una inspección visual del sitio para obtener información acerca de estas características:

1. Topografía general del sitio y posible existencia de zanjas de drenaje, los tiraderos de escombros abandonados y otros materiales. Además, la evidencia de deslizamiento de las laderas y profundidad, y amplias grietas de contracción a intervalos regularmente espaciados puede ser indicativo de suelos expansivos.
2. Estratificación del suelo de los cortes profundos, como los realizados para la construcción de carreteras y vías férreas cercanas.
3. Tipo de vegetación en el sitio, que puede indicar la naturaleza del suelo. Por ejemplo, una cubierta de mezquite en el centro de Texas puede indicar la existencia de arcillas expansivas que pueden causar posibles problemas de cimentación.
4. Marcas de agua alta en los edificios cercanos y pilares de puente.
5. Niveles de aguas subterráneas, que pueden determinarse mediante la verificación de los pozos cercanos.
6. Tipos de construcción cercana y existencia de grietas en las paredes u otros problemas.

La naturaleza de la estratificación y las propiedades físicas del suelo en las inmediaciones también se pueden obtener a partir de los informes de exploración del suelo disponibles para las estructuras existentes cercanas.

Investigación del sitio

La fase de investigación del sitio del programa de exploración consiste en la planificación, el barrenado de prueba y la recolección de muestras de suelo a intervalos deseados para la observación posterior y pruebas de laboratorio. La profundidad mínima requerida aproximada de las

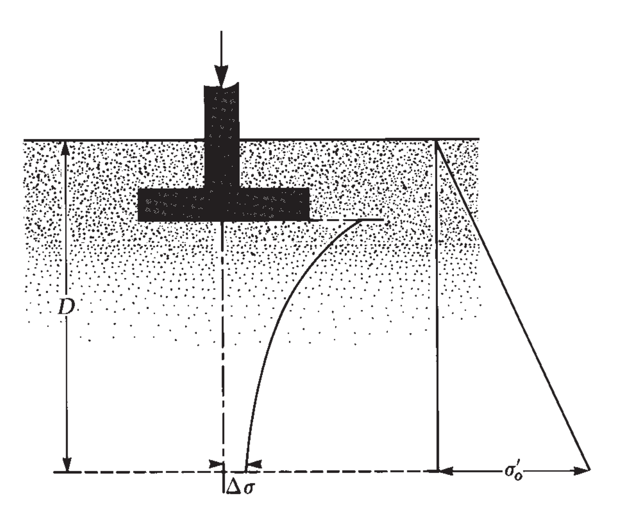


Figura 12.1 Determinación de la profundidad mínima de perforación

perforaciones debe ser predeterminada; sin embargo, la profundidad se puede cambiar durante la operación de perforación, dependiendo del subsuelo encontrado. Para determinar la profundidad mínima aproximada de perforación para cimentaciones, los ingenieros pueden utilizar las reglas establecidas por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (1972):

1. Determinar el aumento neto del esfuerzo, $\Delta\sigma$, bajo una cimentación con la profundidad, como se muestra en la figura 12.1. (Las ecuaciones generales para la estimación de aumento del esfuerzo se proporcionan en el capítulo 8.)
2. Estimar la variación del esfuerzo efectivo vertical, σ'_o, con la profundidad.
3. Determinar la profundidad, $D = D_1$, en que el aumento del esfuerzo $\Delta\sigma$ es igual a 1/10 q (q = esfuerzo neto estimado sobre la cimentación).
4. Determinar la profundidad, $D = D_2$, en la que $\Delta\sigma/\sigma'_o = 0.05$.
5. A menos que se encuentre lecho de roca, la más pequeña de las dos profundidades, D_1 y D_2, se determinará como la profundidad mínima aproximada requerida de perforación.

Si se utilizan las reglas anteriores, las profundidades de perforación para un edificio con una anchura de 30 m serán aproximadamente como se enlistan en la tabla 12.1, de acuerdo con Sowers y Sowers (1970). Para los hospitales y edificios de oficinas también se utiliza la siguiente regla para determinar la profundidad de perforación:

$$D_b = 3S^{0.7} \quad \text{(para acero ligero o edificios estrechos de concreto)} \tag{12.1}$$

$$D_b = 6S^{0.7} \quad \text{(para el acero pesado o edificios anchos de concreto)} \tag{12.2}$$

Tabla 12.1 Profundidades de perforación aproximadas para edificios con una anchura de 30 m

Núm. de pisos	Profundidad de perforación (m)
1	3.5
2	6
3	10
4	16
5	24

Tabla 12.2 Espaciamiento aproximado entre perforaciones

Tipo de proyecto	Separación (m)
Edificio de varios niveles	10–30
Instalaciones industriales de una sola planta	20–60
Carreteras	250–500
Subdivisión residencial	250–500
Presas y diques	40–80

donde

D_b = profundidad de perforación (m)
S = número de perforaciones

Cuando se prevén excavaciones profundas, la profundidad de perforación debe ser al menos 1.5 veces la profundidad de la excavación.

A veces las condiciones del subsuelo requieren que la carga de cimentación sea transmitida a la roca madre. La profundidad mínima de la perforación central en el lecho de roca es de unos 3 m. Si la cimentación es irregular o degradada, las perforaciones centrales pueden tener que ser más profundas.

No hay reglas muy estrictas para el espaciamiento de los barrenos. La tabla 12.2 ofrece algunas pautas generales. La separación puede ser aumentada o disminuida, dependiendo de la condición del subsuelo. Si varios estratos del suelo son más o menos uniformes y predecibles se necesitan menos barrenos que en estratos de suelo no homogéneos.

El ingeniero también debe tener en cuenta el costo final de la estructura cuando toma las decisiones con respecto a la extensión de la exploración de campo. El costo de exploración debe ser generalmente 0.1% a 0.5% del costo de la estructura.

12.3 Perforaciones exploratorias en campo

Los barrenos en el suelo se pueden hacer por varios métodos, incluyendo la perforación con barrena, por lavado, la perforación por percusión y el sondeo rotatorio.

La *perforación con barrena* es el método más simple de hacer perforaciones exploratorias. La figura 12.2 muestra dos tipos de barrenas manuales: la *barrena de agujeros para poste* y la *barrena helicoidal*. No se pueden utilizar barrenas manuales para perforar agujeros a profundidades superiores a 3-5 m; sin embargo, se pueden usar para el trabajo de exploración del suelo para algunas carreteras y estructuras pequeñas. Para hacer perforaciones profundas están disponibles *barrenas helicoidales portátiles de motor* (de 30 a 75 mm de diámetro). Las muestras de suelo obtenidas a partir de dichas perforaciones están muy alteradas. En algunos suelos no cohesivos o suelos con baja cohesión las paredes de los pozos no se sostendrán sin apoyo. En tales circunstancias se utiliza un tubo de metal como *carcasa* para evitar que el suelo se derrumbe.

Cuando la energía eléctrica está disponible, las *barrenas de raspado continuo* son, probablemente, el método más común utilizado para la perforación de un pozo de sondeo. El poder para la perforación es entregado por camiones o tractores montados sobre plataformas de perforación. Con este método se pueden hacer fácilmente perforaciones de hasta aproximadamente 60-70 m. Las barrenas de raspado continuo están disponibles en secciones de alrededor de 1-2 m, ya sea con un vástago sólido o hueco. Algunas de las barrenas sólidas utilizadas tienen diámetros exteriores de 67 mm,

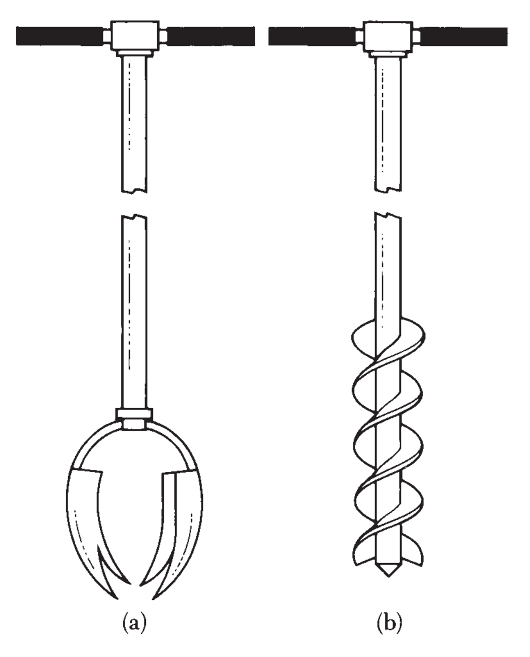


Figura 12.2 Herramientas manuales: (a) taladro de agujeros para poste; (b) taladro helicoidal

83 mm, 102 mm y 114 mm. Las barrenas huecas disponibles comercialmente tienen dimensiones de 64 mm de diámetro interior (ID) y 158 mm de diámetro exterior (OD), 70 mm de diámetro interior y 178 mm de diámetro exterior, 76 mm de diámetro interior y 203 mm de diámetro exterior y 83 mm de diámetro interior y 229 mm de diámetro exterior.

La punta de la barrena está unida a una cabeza cortadora. Durante la operación de perforación (figura 12.3), sección tras sección pueden ser añadidas a la barrena y prolongar el agujero hacia abajo. La hélice de la barrena lleva la tierra suelta desde la parte inferior del pozo a la superficie. El perforador puede detectar cambios en el tipo de suelo al observar los cambios en la velocidad y el sonido de la perforación. Cuando se utilizan barrenas sólidas, éstas deben ser retiradas en intervalos regulares para obtener muestras de suelo y también para llevar a cabo otras operaciones, como pruebas de penetración estándar. Las barrenas huecas tienen una clara ventaja sobre las sólidas, ya que no tienen que ser retiradas con frecuencia para el muestreo u otras pruebas. Como se muestra esquemáticamente (figura 12.4), el exterior de la barrena hueca actúa como una carcasa.

El sistema de la barrena hueca incluye lo siguiente:

Componente externo:	(a) las secciones huecas de la barrena, (b) la barrena de cabeza hueca y (c) la cabeza de accionamiento
Componente interno:	(a) el conjunto de la guía, (b) la columna de la barra central y (c) del adaptador de barra a la cabeza

La cabeza de la barrena contiene dientes de carburo remplazables. Durante la perforación, si se colectan muestras de suelo a una cierta profundidad, se retira el conjunto de la guía y la barra central, y a continuación se inserta el tomador de muestras de suelo a través del vástago hueco de la columna de la barrena.

La *perforación por lavado* es otro método de perforación de pozos de sondeo. En este método, una carcasa alrededor de 2-3 m de largo está enterrada en el suelo. A continuación se retira el suelo del interior de la carcasa, utilizando una punta de corte unida a una varilla de perforación.



Figura 12.3 Perforación con barrenas de raspado continuo (Cortesía de Danny R. Anderson, PE de Professional Service Industries, Inc., El Paso, Texas)

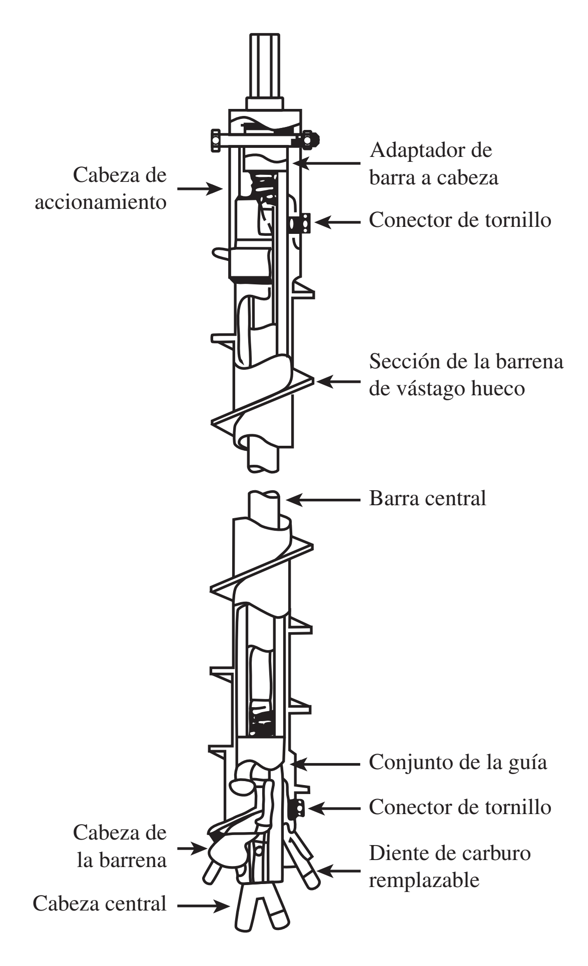


Figura 12.4 Componentes de la barrena hueca (Reproducido con permiso de Annual Book of ASTM Standards, 2003, derechos reservados ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428)

El agua es inyectada a través de la varilla de perforación y sale a una velocidad muy alta a través de los agujeros en la parte inferior de la broca de corte. El agua y las partículas desmenuzadas de suelo se elevan por el agujero de perforación y se vierten en la parte superior de la carcasa a través de una conexión en T. El agua de lavado se recoge en un recipiente. La carcasa se puede ampliar con piezas adicionales a medida que progresa la perforación; sin embargo, esto no es necesario si el pozo se mantiene abierto y no se derrumba.

La *perforación rotatoria* es un procedimiento por el cual las barrenas de perforación giran rápidamente, unidas a la parte inferior de las barras de perforación cortan y trituran el suelo y avanzan en el pozo de sondeo. Este procedimiento se puede utilizar en arena, arcilla y roca (a menos que esté muy fisurada). Agua, o *lodo de perforación*, es inyectada hacia abajo por las varillas de perforación y el flujo de retorno lleva los recortes a la superficie. Con esta técnica se pueden hacer fácilmente perforaciones con diámetros de 50-200 mm. El lodo de perforación es una lechada de agua y bentonita. En general, la perforación rotatoria se utiliza cuando es probable que el suelo encontrado se desmorone. Cuando se necesitan muestras de suelo, la varilla de perforación se eleva y la cabeza de corte se sustituye por un muestreador.

La *perforación por percusión* es un método alternativo de avance de un pozo de sondeo, en particular a través del suelo y rocas duras. Una pesada barrena de perforación se sube y se baja para cortar el suelo duro. Las partículas del suelo picadas son atrapadas por la circulación de agua. La perforación por percusión puede requerir una carcasa.

12.4 Procedimientos para muestrear el suelo

Se pueden obtener dos tipos de muestras de suelo durante la exploración del subsuelo: *alteradas* y *no alteradas*. Las muestras alteradas, pero representativas, generalmente se pueden utilizar para los siguientes tipos de pruebas de laboratorio:

1. Análisis granulométrico
2. Determinación de los límites líquido y plástico
3. Peso específico de sólidos del suelo
4. Determinación del contenido orgánico
5. Clasificación de suelo

Sin embargo, las muestras de suelo alterado no pueden ser utilizadas para la consolidación, conductividad hidráulica o pruebas de resistencia al corte. Para estas pruebas de laboratorio se deben obtener muestras de suelo no alteradas. El procedimiento común de recolección de muestras alteradas es a través de muestreadores de cuchara dividida. Las muestras no alteradas se pueden recoger mediante el uso de tubos de pared delgada. En las siguientes secciones se describen estos procedimientos de muestreo.

12.5 Muestreo con tubo muestreador de media caña

Los muestreadores de media caña pueden utilizarse en campo para obtener muestras de suelo que por lo general están alteradas, pero todavía son representativas. En la figura 12.5 se muestra una sección de un *muestreador de media caña estándar*. Se compone de una zapata de acero para herramientas de conducción, un tubo de acero que se divide longitudinalmente por la mitad y un acoplamiento en la parte superior. El acoplamiento conecta la toma de muestras a la varilla de perforación. El tubo dividido estándar tiene un diámetro interior de 34.93 mm y un diámetro exterior de 50.8 mm; sin embargo, hay muestreadores que tienen diámetros dentro y fuera de hasta 63.5 mm y 76.2 mm, respectivamente, que también están disponibles. Cuando un pozo de sondeo se extiende a una profundidad predeterminada, las herramientas de perforación son retiradas y el muestreador se baja a la parte inferior del pozo de sondeo. El muestreador se introduce en el suelo con golpes de martillo en la parte superior de la barra de perforación. El peso estándar del martillo es de 623 N y, para cada golpe, el martinete tiene una altura de caída de 762 mm. Se registra el número de golpes necesarios para la penetración del muestreador de tres intervalos de 152.4 mm. El número de golpes necesarios para los dos últimos intervalos se suman para dar el *número de penetración estándar*, N, a esa profundidad. Este número se refiere generalmente como el valor N (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales, 2010, Designación D-1586). Entonces, el muestreador es retirado y se eliminan la zapata y el cople. A continuación, la muestra de suelo recuperado del tubo se coloca en una botella de vidrio y se transporta al laboratorio.

El grado de alteración de una muestra de suelo generalmente se expresa como

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2}(100) \tag{12.3}$$

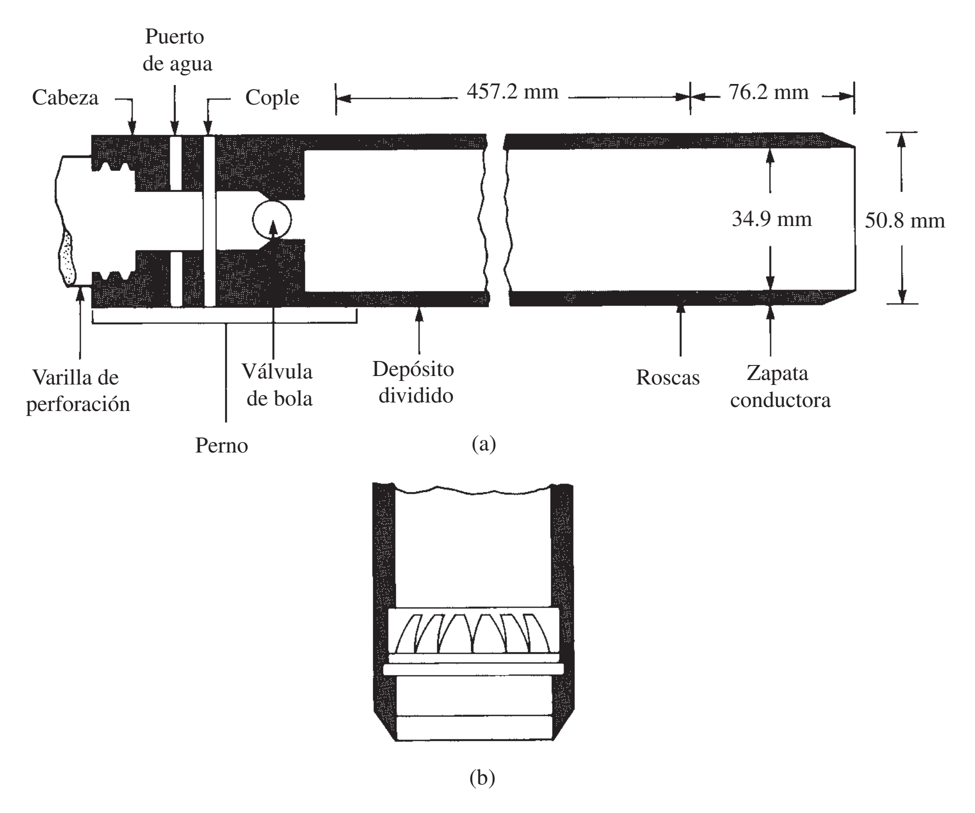


Figura 12.5 (a) Muestreador de media caña estándar; (b) núcleo de muelles del colector

donde

A_R = relación de área
D_o = diámetro exterior del tubo de muestreo
D_i = diámetro interior del tubo de muestreo

Cuando la relación de área es 10% o menos, generalmente se considera que la muestra no tiene alteraciones.

Las muestras de media caña generalmente se toman a intervalos de aproximadamente 1.5 m. Cuando el material encontrado en campo es de arena (arena especialmente fina por debajo del nivel freático), la recuperación de la muestra por un muestreador de media caña puede ser difícil. En ese caso, un dispositivo, como un *extractor de núcleos de resorte* (figura 12.5b), puede colocarse dentro del penetrómetro.

En este punto, es importante señalar que hay varios factores que contribuyen a la variación de la cantidad de penetración estándar N a una determinada profundidad de perfiles de suelos similares. Estos factores incluyen la prueba de penetración (SPT), la eficiencia de martillo, el diámetro de la perforación, el método de muestreo y el factor de longitud de la varilla (Seed *et al*., 1985; Skempton, 1986). Los dos tipos más comunes de martillos SPT utilizados en campo son el *martillo de seguridad* y el *martillo de anillos*. Comúnmente se dejan caer por una cuerda con dos vueltas *alrededor de una polea*.

Con base en las observaciones de campo parece razonable estandarizar el número estándar de penetración de campo basado en la energía de conducción de entrada y su disipación en torno a la toma de muestras en el suelo circundante, o

$$N_{60} = \frac{N\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60} \tag{12.4}$$

donde

N_{60} = número de penetración estándar corregido para condiciones de campo
N = número de penetración medido
η_H = eficiencia del martillo (%)
η_B = corrección para el diámetro de la perforación
η_S = corrección del muestreador
η_R = corrección para la longitud de la varilla

Con base en las recomendaciones de Seed *et al.* (1985) y Skempton (1986), las variaciones de η_H, η_B, η_S y η_R se resumen en la tabla 12.3.

Correlaciones con N_{60} en suelo cohesivo

Además de la obtención de muestras de suelo, las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles. Por ejemplo, la consistencia de los suelos arcillosos a menudo puede

Tabla 12.3 Variaciones de η_H, η_B, η_S y η_R [ecuación (12.4)]

1. Variación de η_H

País	Tipo de martillo	Lanzamiento del martillo	η_H (%)
Japón	Anillos	Caída libre	78
	Anillos	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	Seguridad	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	45
Argentina	Anillos	Cuerda y polea	45
China	Anillos	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	50

2. Variación de η_B

Diámetro (mm)	η_B
60–120	1
150	1.05
200	1.15

3. Variación de η_S

Variable	η_s
Muestreado estándar	1.0
Con revestimiento para arena densa y arcilla	0.8
Con revestimiento para arena suelta	0.9

4. Variación de η_R

Longitud de la varilla (m)	η_R
>10	1.0
6–10	0.95
4–6	0.85
0–4	0.75

Tabla 12.4 Consistencia de arcillas y correlación aproximada para el número de penetración estándar, N_{60}

Número de penetración estándar, N_{60}	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada, q_u (kN/m²)
0–2	Muy blanda	0–25
2–5	Blanda	25–50
5–10	Rigidez media	50–100
10–20	Rígida	100–200
20–30	Muy rígida	200–400
>30	Dura	>400

estimarse a partir del número estándar de penetración, N_{60}, como se muestra en la tabla 12.4. Sin embargo, las correlaciones de arcillas requieren pruebas para verificar que las relaciones son válidas para que el depósito de arcilla sea examinado.

La literatura técnica contiene muchas correlaciones entre el número estándar de penetración y la resistencia al corte no drenada de la arcilla, c_u. Sobre la base de los resultados de las pruebas triaxiales no drenadas realizadas en arcillas insensitivas, Stroud (1974) sugirió que

$$c_u = KN_{60} \tag{12.5}$$

donde

K = constante = 3.5-6.5 kN/m²
N_{60} = número de penetración estándar obtenido en el campo

El valor promedio de K es aproximadamente de 4.4 kN/m². Hara *et al.* (1971) también sugirieron que

$$c_u\,(\text{kN/m}^2) = 29N_{60}^{0.72} \tag{12.6}$$

Esto es importante para hacer notar que toda correlación entre c_u y N_{60} sólo es aproximada.

Corrección para el número de penetración estándar en suelo granular

En suelos granulares, el valor N_{60} se ve afectado por la presión de sobrecarga efectiva, σ'_o. Por esa razón, el valor N_{60} obtenido a partir de la exploración de campo bajo diferentes presiones efectivas de sobrecarga debe ser cambiado para corresponder a un valor estándar de σ'_o. Es decir,

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \tag{12.7}$$

donde

$(N_1)_{60}$ = valor corregido N para un valor estándar de σ'_o ($\approx$ 100 kN/m²)
C_N = factor de corrección
N_{60} = valor N obtenido del campo

Se han propuesto muchas relaciones empíricas para C_N. Algunas de ellas se dan a continuación. Las relaciones más comúnmente citadas son las dadas por Liao y Whitman (1986) y Skempton (1986).

Relación de Liao y Whitman (1986):

$$C_N = \left[\frac{1}{\left(\dfrac{\sigma_o'}{p_a} \right)} \right]^{0.5} \tag{12.8}$$

Relación de Skempton (1986):

$$C_N = \frac{2}{1 + \left(\dfrac{\sigma_o'}{p_a} \right)} \text{ (para arena fina normalmente consolidada)} \tag{12.9}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \left(\dfrac{\sigma_o'}{p_a} \right)} \text{ (para arena gruesa normalmente consolidada)} \tag{12.10}$$

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \left(\dfrac{\sigma_o'}{p_a} \right)} \text{ (para arena sobreconsolidada)} \tag{12.11}$$

Relación de Seed *et al*. (1975):

$$C_N = 1 - 1.25 \log\left(\frac{\sigma_o'}{p_a} \right) \tag{12.12}$$

Relación de Peck *et al*. (1974):

$$C_N = 0.77 \log\left[\frac{20}{\left(\dfrac{\sigma_o'}{p_a} \right)} \right] \left(\text{para } \frac{\sigma_o'}{p_a} \geq 0.25 \right) \tag{12.13}$$

Relación de Bazaraa (1967):

$$C_N = \frac{4}{1 + 4\left(\dfrac{\sigma_o'}{p_a} \right)} \left(\text{para } \frac{\sigma_o'}{p_a} \leq 0.75 \right) \tag{12.14}$$

$$C_N = \frac{4}{3.25 + \left(\dfrac{\sigma_o'}{p_a} \right)} \left(\text{para } \frac{\sigma_o'}{p_a} > 0.75 \right) \tag{12.15}$$

En las ecuaciones (12.8) a (12.15), p_a = presión atmosférica ($\approx$ 100 kN/m^2).

La tabla 12.5 muestra la comparación del C_N resultante utilizando las diversas relaciones antes citadas. Se puede observar que la magnitud del factor de corrección calculado mediante el uso de cualquiera de las relaciones es aproximadamente el mismo, teniendo en cuenta las incertidumbres que intervienen en la realización de las pruebas de penetración estándar. Por lo tanto, se recomienda que la ecuación (12.8) puede ser utilizada para todos los cálculos.

Tabla 12.5 Variación de C_N

	C_N						
$\frac{\sigma'_o}{p_a}$	**Ec. (12.8)**	**Ec. (12.9)**	**Ec. (12.10)**	**Ec. (12.11)**	**Ec. (12.12)**	**Ec. (12.13)**	**Ecuaciones (12.14) y (12.15)**
0.25	2.00	1.60	1.33	1.78	1.75	1.47	2.00
0.50	1.41	1.33	1.20	1.17	1.38	1.23	1.33
0.75	1.15	1.14	1.09	1.17	1.15	1.10	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94
1.50	0.82	0.80	0.86	0.77	0.78	0.87	0.84
2.00	0.71	0.67	0.75	0.63	0.62	0.77	0.76
3.00	0.58	0.50	0.60	0.46	0.40	0.63	0.65
4.00	0.50	0.40	0.60	0.36	0.25	0.54	0.55

Correlación entre la resistencia de penetración estándar y la densidad relativa del suelo granular

Una relación aproximada entre el número de penetración estándar corregido y la densidad relativa de la arena se da en la tabla 12.6. Estos valores son aproximados, principalmente debido a que la presión de sobrecarga efectiva y el esfuerzo histórico del suelo influyen significativamente los valores N_{60} de arena.

Más recientemente, Hatanaka y Feng (2006) propusieron las siguientes relaciones entre la densidad relativa (D_r) y $(N_1)_{60}$ para la arena fina a media.

$$D_r\ (\%) = 1.55(N_1)_{60} + 40\ [\text{para } 0 \leq (N_1)_{60} \leq 25] \tag{12.16a}$$

$$D_r\ (\%) = 0.84(N_1)_{60} + 58.8\ [\text{para } 25 \leq (N_1)_{60} \leq 50] \tag{12.16b}$$

Para arenas finas a medias con finos (es decir, % que pasa el tamiz núm. 200, F_c) entre 15% y 20%, el $(N_1)_{60}$ en las ecuaciones (12.16a y 12.16b) puede modificarse como

$$(N_1)_{60} = (N_{60} + 12.9)\left(\frac{98}{\sigma'_o}\right)^{0.5} \tag{12.17}$$

donde σ'_o es el esfuerzo efectivo vertical en kN/m^2.

Tabla 12.6 Relación entre el valor N corregido y la densidad relativa en arenas

Número de penetración estándar, $(N_1)60$	**Densidad relativa aproximada, D_r (%)**
0–5	0–5
5–10	5–30
10–30	30–60
30–50	60–95

Correlación entre N_{60} y $(N_1)_{60}$ con el ángulo pico de fricción en el suelo granular

El ángulo *pico* efectivo de fricción de suelos granulares, ϕ', fue correlacionado con el número de penetración estándar corregido por Peck, Hanson y Thornburn (1974). Le dieron una correlación entre $(N_1)_{60}$ y ϕ' en una forma gráfica, que se puede aproximar como (Wolff, 1989)

$$\phi' \text{ (grad)} = 27.1 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054[(N_1)_{60}]^2 \tag{12.18}$$

Schmertmann (1975) proporcionó una correlación entre N_{60}, σ'_o y ϕ'. La correlación se puede aproximar como (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$\phi' = \tan^{-1}\left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)}\right]^{0.34} \tag{12.19}$$

donde

N_{60} = número de penetración estándar de campo
σ'_o = presión de sobrecarga efectiva
p_a = presión atmosférica en la misma unidad como σ'_o ($\approx$ 100 kN/m^2)
ϕ' = ángulo de fricción del suelo (efectivo)

Más recientemente, Hatanaka y Uchida (1996) proporcionaron una correlación simple entre ϕ' y $(N_1)_{60}$, que se puede expresar como

$$\phi' = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20 \tag{12.20}$$

Comentarios generales

Cuando se utilizan los valores de resistencia a la penetración estándar en las correlaciones anteriores para estimar parámetros del suelo, deben tenerse en cuenta las siguientes reservas:

1. Las ecuaciones son aproximadas y en gran medida empíricas.
2. Debido a que el suelo no es homogéneo, los valores N_{60} obtenidos a partir de un pozo de sondeo dado varían ampliamente.
3. En depósitos de suelos que contienen grandes cantos rodados y grava, los números de penetración estándar pueden ser erráticos y poco fiables.

Aunque las correlaciones son aproximadas, con la interpretación correcta la prueba de penetración estándar proporciona una buena evaluación de las propiedades del suelo. Las principales fuentes de error en los ensayos de penetración estándar son la limpieza inadecuada de la perforación, la medición descuidada del número de golpes, los golpes de martillo excéntricos en la barra de perforación y el mantenimiento inadecuado del nivel de agua en el barreno.

12.6 Muestreo con tubo de pared delgada

Los tubos de pared delgada a veces son llamados *tubos Shelby*. Están hechos de acero sin costura y por lo general se utilizan para obtener suelos arcillosos inalterados. Los muestreadores de tubo de pared delgada comúnmente utilizados tienen diámetros exteriores de 50.8 mm y

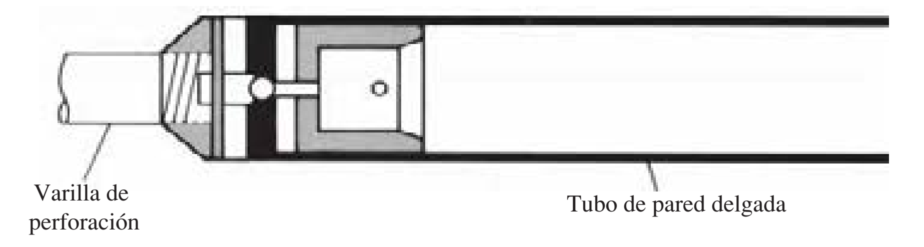


Figura 12.6 Tubo de pared delgada

76.2 mm. El extremo inferior del tubo es afilado. Los tubos pueden ser unidos a las varillas de perforación (figura 12.6). La varilla de perforación con el muestreador adjunto se baja a la parte inferior del pozo de sondeo y la toma de muestras se introduce en el suelo. La muestra de suelo en el interior del tubo se jala hacia fuera. Los dos extremos del muestreador son sellados y se envía al laboratorio para su análisis.

Las muestras obtenidas de esta manera pueden ser utilizadas para las pruebas de consolidación o de corte. Un tubo de pared delgada con un diámetro exterior de 50.8 mm tiene un diámetro interior de aproximadamente 47.63 mm. La razón de área es

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2}(100) = \frac{(50.8)^2 - (47.63)^2}{(47.63)^2}(100) = 13.75\%$$

Aumentar los diámetros de las muestras aumenta el costo de obtención de las mismas.

12.7 Observación de los niveles de agua

La presencia de una capa freática cerca de la cimentación afecta significativamente la capacidad de carga y de asentamiento de ésta. El nivel del agua cambia según la temporada. En muchos casos, puede ser necesario el establecimiento de los niveles más alto y más bajo posibles de agua durante la vida de un proyecto.

Si se encuentra agua en un pozo durante una exploración de campo, debe quedar registrado. En suelos con alta permeabilidad, el nivel de agua en un pozo de sondeo se estabilizará alrededor de 24 horas después de terminada la perforación. Entonces la profundidad del nivel freático puede ser registrada bajando una cadena o cinta en el pozo de sondeo.

En capas altamente impermeables, el nivel del agua en un pozo de sondeo no puede estabilizarse durante varias semanas. En estos casos, si se requieren mediciones exactas del nivel de agua se utilizará un *piezómetro*.

El piezómetro simple (figura 12.7) es un tubo vertical o piezómetro tipo Casagrande. Se compone de un tubo de elevación unido a una boquilla de filtro que se coloca en la arena. Un sello de bentonita se coloca por encima de la arena para aislar la presión de agua intersticial en la punta del filtro. El espacio anular entre el tubo ascendente y el pozo se rellena con lechada de bentonita-cemento para evitar la migración vertical de agua. Esto permite la verificación periódica hasta que el nivel del agua se estabilice.

12.8 Prueba de corte con veleta

Resultados bastante fiables para la conservación *in situ* de la resistencia al corte no drenada, c_u ($\phi = 0$ concepto) de los suelos cohesivos plásticos blandos pueden obtenerse directamente de pruebas de veletas de corte durante la operación de perforación (Norma ASTM D-2573). La veleta

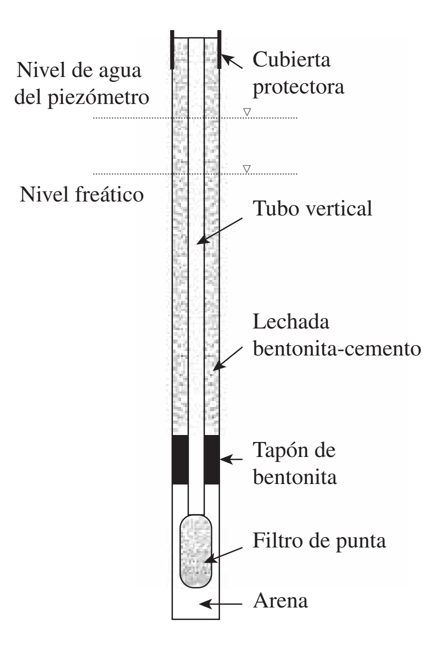


Figura 12.7 Piezómetro tipo Casagrande

de corte por lo general consiste de cuatro placas de acero delgadas de igual tamaño soldadas a una barra de torsión de acero (figura 12.8a). En primer lugar, la veleta se introduce en el suelo. A continuación, se aplica el torque en la parte superior de la barra de torsión para hacer girar la veleta a una velocidad uniforme. Un cilindro de suelo de altura h y diámetro d se resistirá a la torsión hasta que falla. La resistencia al corte sin drenaje del suelo se puede calcular de la siguiente manera.

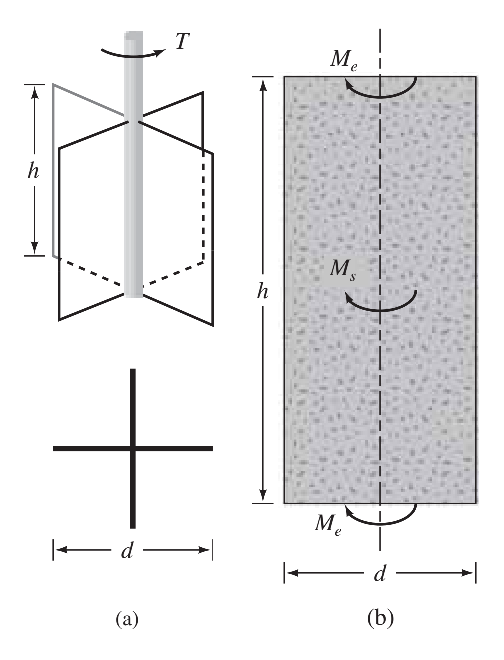


Figura 12.8 Prueba de corte con veleta

Si T es el par de torsión máxima aplicada a la cabeza de la barra de torsión para provocar la falla, debe ser igual a la suma del momento de resistencia de la fuerza de corte a lo largo de la superficie lateral del cilindro de suelo (M_s) y el momento resistente de la fuerza de corte en cada extremo (M_e) (figura 12.8b):

$$T = M_s + \underbrace{M_e + M_e}_{\text{Dos extremos}} \tag{12.21}$$

El momento resistente M_s se puede dar como

$$M_s = \underbrace{(\pi dh)c_u}_{\text{Área}}\underbrace{(d/2)}_{\substack{\text{Momento}\\ \text{de brazo}}} \tag{12.22}$$

La geometría de campo de veletas rectangulares y ahusadas, según lo recomendado por ASTM, se muestra en la figura 12.9. Las dimensiones de las paletas utilizadas en el campo se

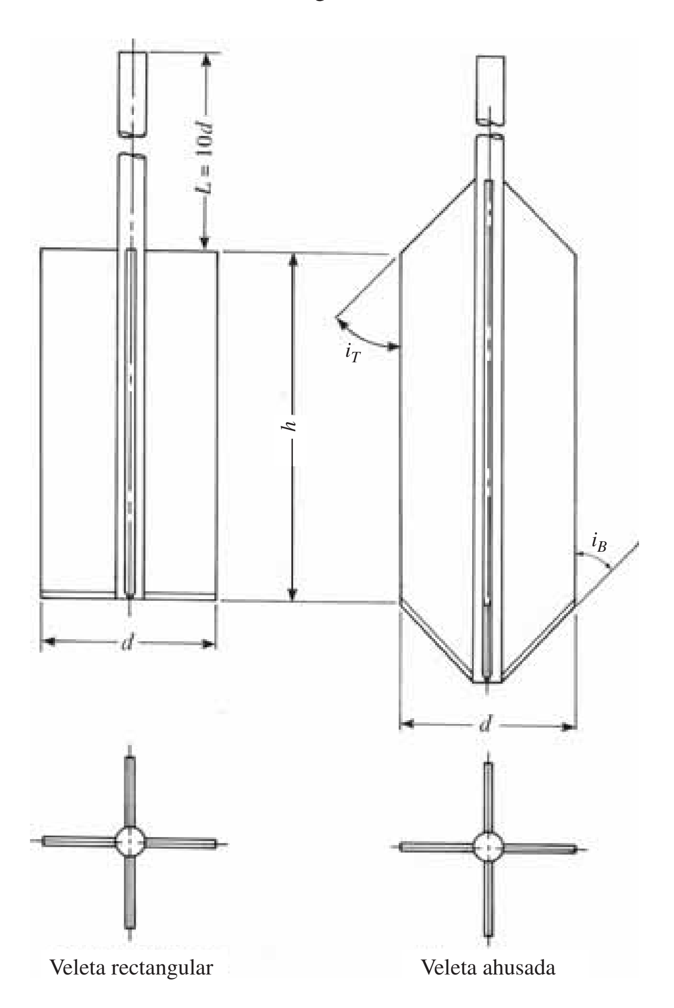


Figura 12.9 Geometría de veleta de campo (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2002, derechos reservados ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428.) *Nota:* i_T e i_B son por lo general 45°

Tabla 12.7 Dimensiones recomendadas por la ASTM (2002) para veletas de campo*

Tamaño de carcasa	Diámetro, *d* (mm)	Altura, *h* (mm)	Espesor de la hoja (mm)	Diámetro de la varilla (mm)
AX	38.1	76.2	1.6	12.7
BX	50.8	101.6	1.6	12.7
NX	63.5	127.0	3.2	12.7
101.6 mm†	92.1	184.1	3.2	12.7

* La selección del tamaño de paletas está directamente relacionada con la consistencia del suelo que está siendo probado; es decir, a mayor suavidad del suelo, el diámetro de paletas debe ser más grande.

†Diámetro interior.

proporcionan en la tabla 12.7. La tasa estándar de aplicación de torque es 0.1°/s. El torque T máximo aplicado para causar falla puede darse como

$$T = f(c_u, h \text{ y } d) \tag{12.23}$$

o

$$c_u = \frac{T}{K} \tag{12.24}$$

De acuerdo con la norma ASTM (2010), para veletas rectangulares,

$$K = \frac{\pi d^2}{2}\left(h + \frac{d}{3}\right) \tag{12.25}$$

Si $h/d = 2$,

$$K = \frac{7\pi d^3}{6} \tag{12.26}$$

Por lo tanto

$$c_u = \frac{6T}{7\pi d^3} \tag{12.27}$$

Para veletas ahusadas,

$$K = \frac{\pi d^2}{12}\left(\frac{d}{\cos i_T} + \frac{d}{\cos i_B} + 6h\right) \tag{12.28}$$

Los ángulos i_T e i_B se definen en la figura 12.9.

Las pruebas de corte con veleta en campo son moderadamente rápidas y económicas, y son ampliamente utilizadas en los programas de exploración de suelo en campo. La prueba da buenos resultados en arcillas blandas y de rigidez media, y también es una excelente prueba para determinar las propiedades de las arcillas sensibles.

Fuentes de error significativo en la prueba de corte con veleta en campo son la pobre calibración de la medida del torque y paletas dañadas. Otros errores pueden ser introducidos si no se controla adecuadamente la velocidad de rotación de las paletas.

Skempton (1957) dio una corrección empírica para el c_u obtenido de pruebas de veleta de corte en campo, que es de la forma

$$\frac{c_{u(\mathrm{VST})}}{\sigma'_o} = 0.11 + 0.0037(PI) \tag{12.29}$$

donde

σ'_o = presión de sobrecarga efectiva
PI = índice de plasticidad, en porcentaje

Bjerrum (1974) también mostró que como la plasticidad de los suelos aumenta, c_u obtenidos a partir de pruebas de corte con veleta pueden dar resultados que no son seguros para el diseño de la cimentación. Por esta razón, se sugiere la corrección

$$c_{u(\text{diseño})} = \lambda c_{u(\text{veleta de corte})} \tag{12.30}$$



Figura 12.10 Dispositivo de laboratorio de corte con veleta (Cortesía de ELE International)

donde

$$\lambda = \text{factor de corrección} = 1.7 - 0.54 \log(PI) \tag{12.31}$$
$$PI = \text{índice de plasticidad}$$

Más recientemente, Morris y Williams (1994) dieron las correlaciones de λ como

$$\lambda = 1.18e^{-0.08(PI)} + 0.57 \qquad (\text{para } PI > 5) \tag{12.32a}$$

y

$$\lambda = 7.01e^{-0.08(LL)} + 0.57 \qquad (\text{para } LL > 20) \tag{12.32b}$$

donde LL = límite líquido (%).

En el laboratorio pueden llevarse a cabo pruebas de corte con veletas. La veleta de corte del laboratorio tiene dimensiones de aproximadamente 12.7 mm (diámetro) y 25.4 mm (altura). La figura 12.10 ilustra un equipo de veleta de corte de laboratorio.

Ejemplo 12.1

En la figura 12.11 se muestra un perfil de suelo. La arcilla está normalmente consolidada. Su límite líquido es 60 y su límite plástico es de 25. Estime la resistencia a la compresión no confinada de la arcilla a una profundidad de 10 m, medida desde la superficie del suelo. Use la relación de Skempton de las ecuaciones (12.29), (12.30) y (12.31).

Solución

Para la capa de arcilla saturada, la relación de vacío es

$$e = wG_s = (2.68)(0.3) = 0.8$$

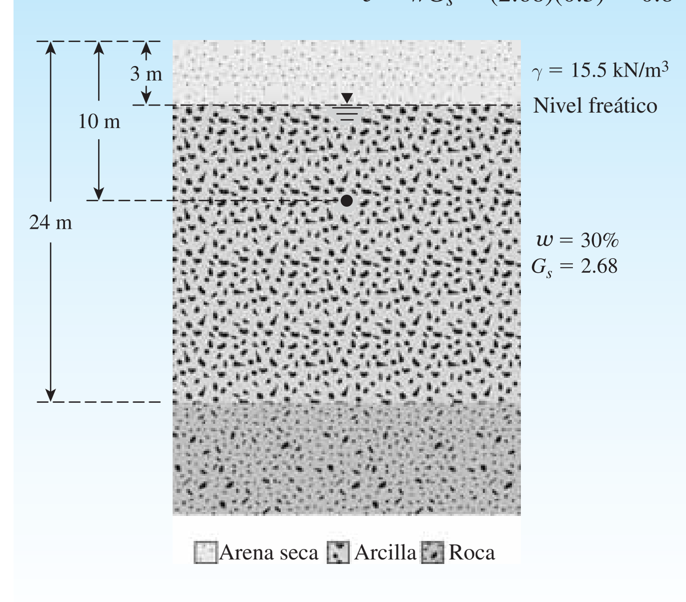


Figura 12.11

El peso unitario efectivo es

$$\gamma'_{\text{arcilla}} = \left(\frac{G_s - 1}{1 + e}\right)\gamma_w = \frac{(2.68 - 1)(9.81)}{1 + 0.8} = 9.16 \text{ kN/m}^3$$

El esfuerzo efectivo a una profundidad de 10 m a partir de la superficie del suelo es

$$\sigma'_o = 3\gamma_{\text{arena}} + 7\gamma'_{\text{arcilla}} = (3)(15.5) + (7)(9.16)$$
$$= 110.62 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (12.29),

$$\frac{c_{u(\text{VST})}}{\sigma'_o} = 0.11 + 0.0037(PI)$$

$$\frac{c_{u(\text{VST})}}{110.62} = 0.11 + 0.0037(60 - 25)$$

Por lo tanto,

$$c_{u(\text{VST})} = 26.49 \text{ kN/m}^2$$

De las ecuaciones (12.30) y (12.31), tenemos

$$c_u = \lambda c_{u(\text{VST})}$$
$$= [1.7 - 0.54 \log(PI)]c_{u(\text{VST})}$$
$$= [1.7 - 0.54 \log(60 - 25)]26.49 = 22.95 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que la resistencia a la compresión no confinada es

$$q_u = 2c_u = (2)(22.95) = \mathbf{45.9\ kN/m^2}$$

12.9 Prueba de penetración de cono

La prueba de penetración de cono (CPT), originalmente conocida como prueba de penetración de cono holandés, es un método de resonancia versátil que se puede utilizar para determinar los materiales en un perfil de suelo y estimar sus propiedades de ingeniería. Esta prueba también se conoce como *prueba de penetración estática*, y no se necesitan perforaciones para llevarla a cabo. En la versión original, un cono de 60º con una base de apoyo de 10 cm^2 era empujado en el suelo a una velocidad constante de alrededor de 20 mm/s, y se medía la resistencia a la penetración (llamada resistencia de punta).

Los penetrómetros de cono utilizados en la actualidad miden (a) la *resistencia de cono*, q_c, a la penetración desarrollada por el cono, la cual es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida entre su área proyectada horizontalmente, y (b) la *resistencia a la fricción*, f_c, que es la resistencia medida por un manguito situado por encima del cono con el suelo local rodeándolo. La resistencia a la fricción es igual a la fuerza vertical aplicada al manguito dividido entre su área de superficie, en realidad, la suma de la fricción y la adherencia.

En general, se utilizan dos tipos de penetrómetros para medir q_c y f_c:

1. *Penetrómetro de cono de fricción mecánica* (figura 12.12). En este caso, la punta del penetrómetro está conectada a un conjunto interior de varillas. La punta se adelanta primero unos 40 mm, dando así la resistencia del cono. Con un mayor empuje, la punta acciona la fricción del manguito.

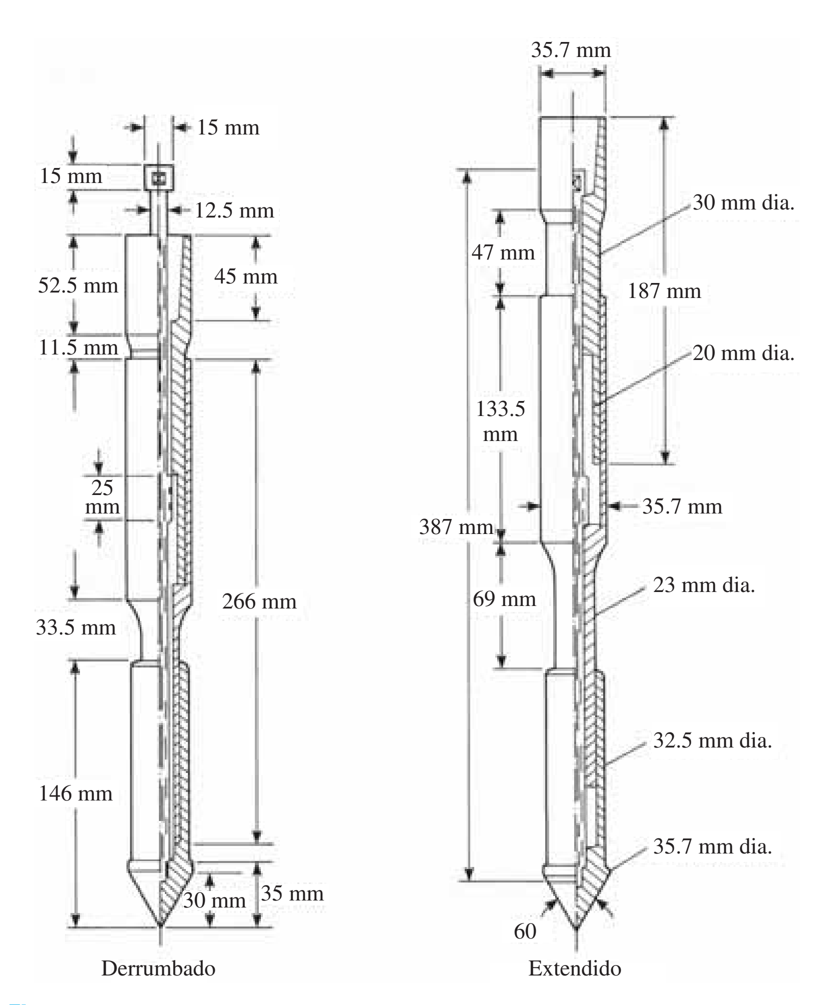


Figura 12.12 Penetrómetro de cono de fricción mecánica (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2002, derechos reservados ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428.)

A medida que avanza la varilla interior, la fuerza de ésta es igual a la suma de las fuerzas verticales sobre el cono y el manguito. Restando la fuerza sobre el cono se obtiene la resistencia lateral.

2. *Penetrómetro de cono eléctrico de fricción* (figura 12.13). En este caso, la punta está unida a una serie de varillas de acero. La punta se introduce en el suelo a una velocidad de 20 mm/s. Los cables de los transductores se roscan a través del centro de las varillas y dan continuamente las resistencias de cono y lateral.

La figura 12.14 muestra los resultados de las pruebas de penetrómetro en un perfil de suelo con la medición de fricción por un penetrómetro de cono eléctrico de fricción.

Varias correlaciones, que son útiles en la estimación de las propiedades de los suelos encontrados durante un programa de exploración, han sido desarrolladas para la resistencia de cono, q_c, y la relación de fricción, F_r, obtenidas a partir de las pruebas de penetración de cono. La razón de fricción, F_r, se define como

$$F_r = \frac{\text{resistencia por fricción}}{\text{resistencia de cono}} = \frac{f_c}{q_c} \tag{12.33}$$

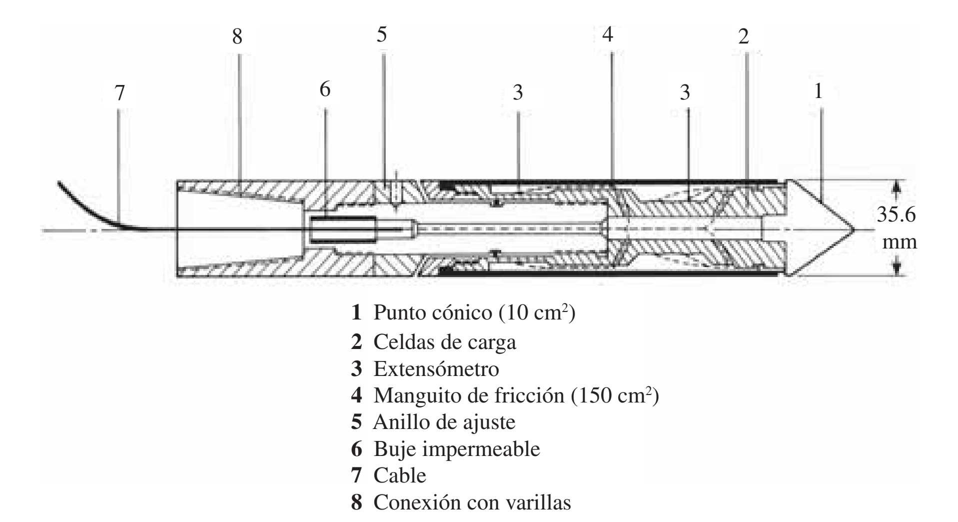


Figura 12.13 Penetrómetro de cono eléctrico de fricción (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2002, derechos reservados ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428.)

En Grecia, en un estudio más reciente de varios suelos, Anagnostopoulos *et al.* (2003) expresaron F_r como

$$F_r(\%) = 1.45 - 1.36 \log D_{50} \text{ (cono eléctrico)} \tag{12.34}$$

y

$$F_r(\%) = 0.7811 - 1.611 \log D_{50} \text{ (cono mecánico)} \tag{12.35}$$

donde D_{50} = tamaño a través del cual 50% de suelo pasará (mm).

El D_{50} para suelos basado en las ecuaciones (12.34) y (12.35) ha desarrollado un rango de 0.001 mm a aproximadamente 10 mm.

Correlación entre densidad relativa (D_r) y q_c para arena

Lancellotta (1983) y Jamiolkowski *et al.* (1985) mostraron que la densidad relativa de *arena normalmente consolidada*, D_r, y q_c pueden ser correlacionados de acuerdo con la fórmula

$$D_r(\%) = A + B \log_{10}\left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_o}}\right) \tag{12.36}$$

La relación anterior puede reescribirse como (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$D_r(\%) = 68\left[\log\left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_o}}\right) - 1\right] \tag{12.37a}$$

donde

p_a = presión atmosférica
σ'_o = esfuerzo efectivo vertical

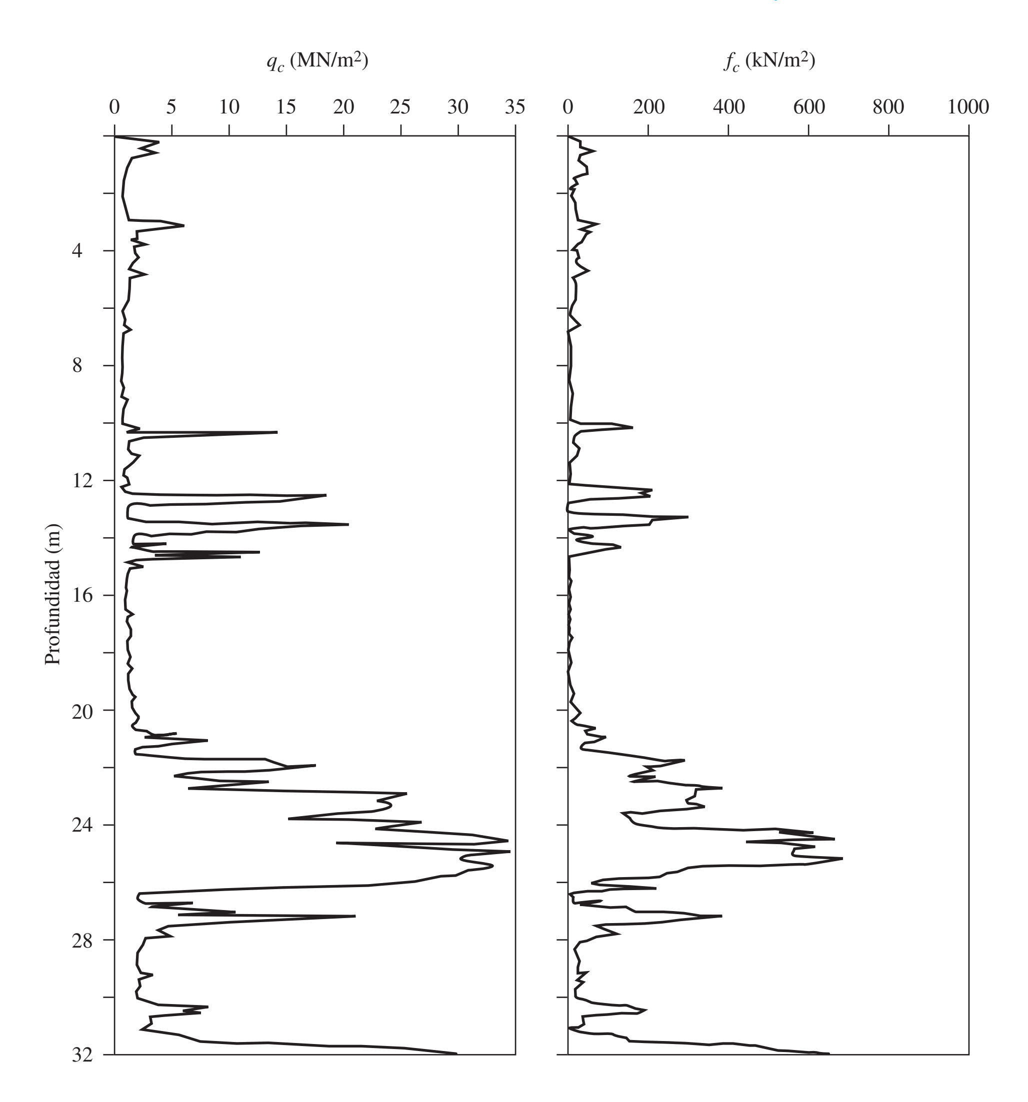


Figura 12.14 Prueba de penetrómetro con medición de la fricción

Kulhawy y Mayne (1990) propusieron la siguiente relación para correlacionar D_r, q_c, la relación de sobreconsolidación y el esfuerzo vertical efectivo σ_o':

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{1}{305 Q_c OCR^{1.8}}\right]\left[\frac{\dfrac{q_c}{p_a}}{\left(\dfrac{\sigma_o'}{p_a}\right)^{0.5}}\right]} \qquad (12.37b)$$

En esta ecuación,

OCR = relación de sobreconsolidación
p_a = presión atmosférica
Q_c = factor de compresibilidad

Los valores recomendados de Q_c son los siguientes:

Arena altamente compresible = 0.91
Arena compresible moderadamente = 1.0
Arena poco compresible = 1.09

Correlación entre q_c y ángulo de fricción drenada (ϕ') para arena

Basados en los resultados experimentales, Robertson y Campanella (1983) sugirieron la variación del D_r, σ'_o y ϕ' de arena de cuarzo normalmente consolidada. Esta relación se puede expresar como (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$\phi' = \tan^{-1}\left[0.1 + 0.38\log\left(\frac{q_c}{\sigma'_o}\right)\right] \tag{12.38}$$

Con base en las pruebas de penetración de cono en los suelos de la Laguna de Venecia (Italia), Ricceri *et al.* (2002) propusieron una relación similar para el suelo con las clasificaciones de ML y SP-SM como

$$\phi' = \tan^{-1}\left[0.38 + 0.27\log\left(\frac{q_c}{\sigma'_o}\right)\right] \tag{12.39}$$

Correlación entre q_c y N_{60} en arena

Apoyados en una extensa base de datos de 337 puntos con datos de prueba para el tamaño de grano medio (D_{50} en mm) y alto con 8 mm, Kulhawy y Mayne (1990) propusieron que

$$\frac{\left(\dfrac{q_c}{p_a}\right)}{N_{60}} = 5.44\,D_{50}^{0.25} \tag{12.40}$$

donde p_a = presión atmosférica (mismas unidades que q_c).

Anagnostopoulos *et al.* (2003) proporcionan una relación similar correlacionando q_c, N_{60} y D_{50}. O bien

$$\frac{\left(\dfrac{q_c}{p_a}\right)}{N_{60}} = 7.64\,D_{50}^{0.26} \tag{12.41}$$

donde p_a = presión atmosférica (mismas unidades que q_c) y D_{50} está en mm.

Correlaciones de tipos de suelo

Robertson y Campanella (1983) proporcionaron las correlaciones que se muestran en la figura 12.15 entre q_c y la relación de fricción [ecuación (12.33)] para identificar los diferentes tipos de suelo encontrados en campo.

Correlaciones de resistencia cortante no drenada (c_u), presión de preconsolidación (ϕ'_c) y relación de sobreconsolidación (OCR) para arcillas

La resistencia cortante no drenada, c_u, se puede expresar como

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_o}{N_K} \tag{12.42}$$

donde

σ_o = esfuerzo vertical total
N_K = capacidad de carga

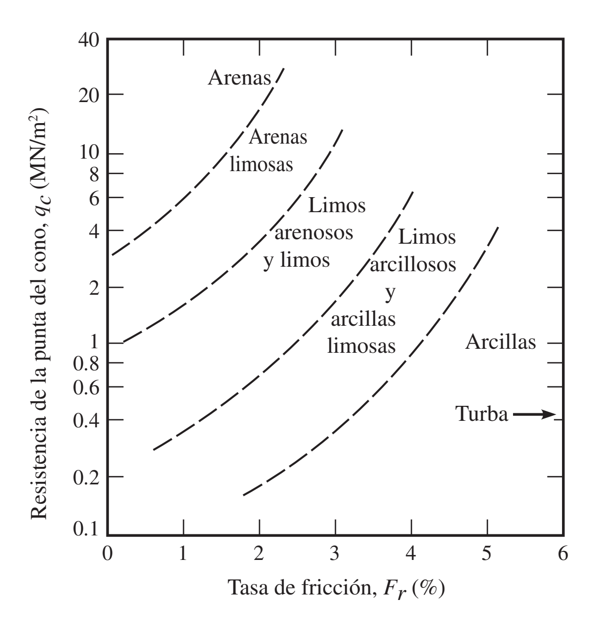


Figura 12.15 Correlación de Robertson y Campanella (1983) de q_c, F_r y el tipo de suelo

El factor de capacidad de carga, N_K, puede variar de 11 a 19 en arcillas normalmente consolidadas y puede acercarse a 25 para la arcilla sobreconsolidada. De acuerdo con Mayne y Kemper (1988),

$$N_K = 15 \text{ (para conos eléctricos)}$$

y

$$N_K = 20 \text{ (para conos mecánicos)}$$

Con base en las pruebas en Grecia, Anagnostopoulos *et al.* (2003) determinaron

$$N_K = 17.2 \text{ (para conos eléctricos)}$$

y

$$N_K = 18.9 \text{ (para conos mecánicos)}$$

Estas pruebas de campo también mostraron que

$$c_u = \frac{f_c}{1.26} \text{ (para conos mecánicos)} \tag{12.43}$$

y

$$c_u = f_c \text{ (para conos eléctricos)} \tag{12.44}$$

Mayne y Kemper (1988) proporcionaron las correlaciones de presión de preconsolidación (σ'_c) y la relación de sobreconsolidación (*OCR*) como

$$\underset{\text{MN/m}^2}{\underset{\uparrow}{\sigma'_c}} = 0.243\underset{\text{MN/m}^2}{\underset{\uparrow}{(q_c)}}^{0.96} \tag{12.45}$$

y

$$OCR = 0.37\left(\frac{q_c - \sigma_o}{\sigma'_o}\right)^{1.01} \tag{12.46}$$

donde σ_o y σ'_o = esfuerzo total y esfuerzo efectivo, respectivamente.

12.10 Prueba del presurímetro (PMT)

La prueba del presurímetro es una prueba *in situ* realizada en un pozo. Fue desarrollada originalmente por Menard (1956) para medir la resistencia y deformabilidad del suelo. También ha sido aprobada por ASTM como Norma 4719. El PMT de tipo Menard esencialmente consiste en una sonda con tres celdas. La parte superior e inferior son las *celdas de guarda* y la del medio es la *celda de medición*, como se muestra esquemáticamente en la figura 12.16a. La prueba se realiza en un agujero pre-taladrado. Éste debe tener un diámetro que esté entre 1.03 y 1.2 veces el diámetro nominal de la sonda, y el que se utiliza más comúnmente tiene un diámetro de 58 mm y una longitud de 420 mm. Las celdas de la sonda se pueden expandir ya sea a líquido o gas. Las celdas de guarda se expanden para reducir el efecto de condición extrema en la celda de medición. Ésta tiene un volumen, V_o, de 535 m^3. La tabla 12.8 lista los diámetros de la sonda y de los pozos de sondeo según lo recomendado por la norma ASTM.

Para llevar a cabo una prueba, se mide el volumen de la celda de medición, V_o, y se inserta la sonda en el pozo de sondeo. La presión es aplicada por incrementos, y se mide la expansión volumétrica de la celda. Este proceso se continúa hasta que falla el suelo o hasta que se alcanza el límite de presión del dispositivo. Se considera que el suelo ha fallado cuando el volumen total

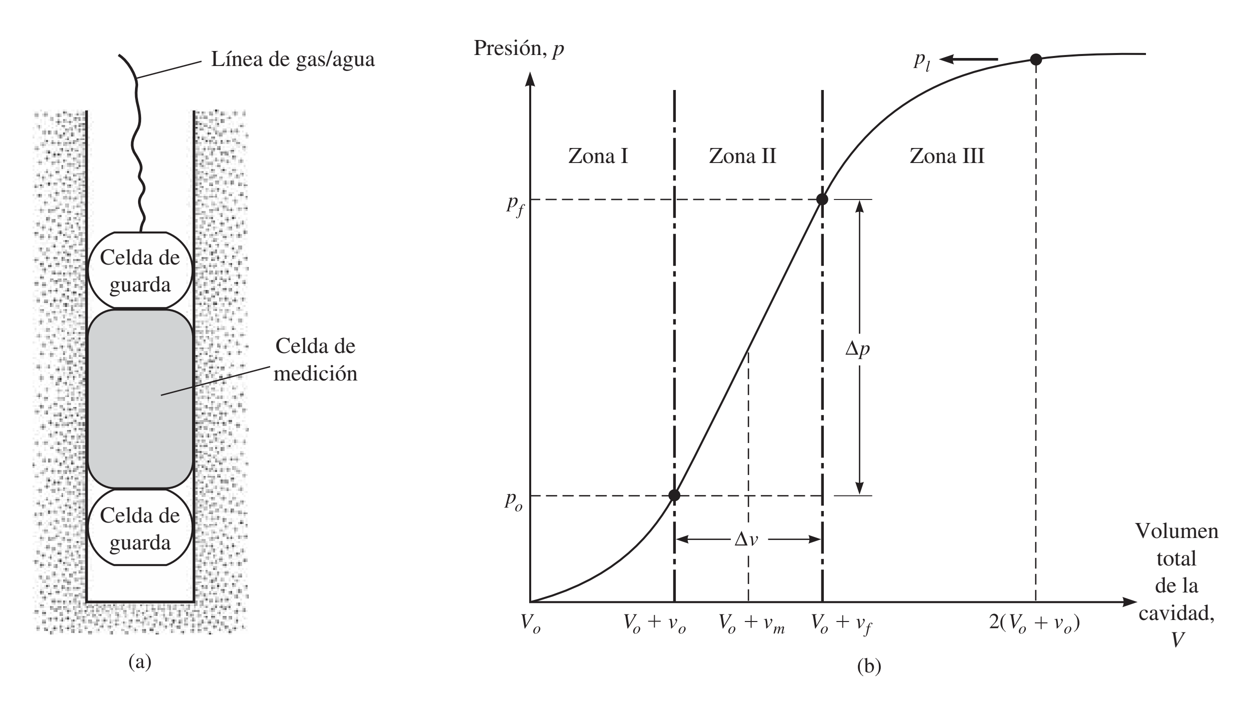


Figura 12.16 (a) Presurímetro; (b) gráfica de la presión en función del volumen total de la cavidad

Tabla 12.8 Diámetros de sonda y de pozo para la prueba del presurímetro

Diámetro de la sonda (mm)	Diámetro del pozo	
	Nominal (mm)	Máximo (mm)
44	45	53
58	60	70
74	76	89

de la cavidad expandida, V, es aproximadamente el doble del volumen de la cavidad original. Después de la finalización de la prueba, la sonda se desinfla y es movida para probar a otra profundidad.

Los resultados de la prueba del presurímetro se expresan en una forma gráfica de la presión en función del volumen en la figura 12.16b. En esta figura, la zona I representa la porción de recarga durante la cual el suelo alrededor del pozo es empujado de nuevo al estado inicial (es decir, el estado en que estaba antes de la perforación). La presión, p_o, representa el esfuerzo horizontal total *in situ*. La zona II representa una zona seudoelástica en la que la razón de volumen de la celda con la presión de la celda es prácticamente lineal. La presión, p_f, representa el desplazamiento o arrastre. La zona marcada como III es la zona plástica. La presión, p_l, representa la presión límite.

El módulo del presurímetro, E_p, del suelo se determina utilizando la teoría de la expansión de un cilindro infinitamente grueso. Por lo tanto,

$$E_p = 2(1 + \mu_s)(V_o + v_m)\left(\frac{\Delta p}{\Delta v}\right) \tag{12.47}$$

donde

$$v_m = \frac{v_o + v_f}{2}$$

$\Delta p = p_f - p_o$
$\Delta v = v_f - v_o$
μ_s = relación de Poisson (que puede ser supuesta como 0.33)

La presión límite, p_l, por lo general se obtiene por extrapolación y no por medición directa.

Para superar la dificultad de preparar el pozo de sondeo con el tamaño adecuado, también se han desarrollado presurímetros autoperforantes (SBPMT). Los detalles relativos a éstos se pueden encontrar en la obra de Baguelin *et al.* (1978).

Ohya *et al.* (1982) (véase también Kulhawy y Mayne, 1990) correlacionaron E_p con los números de penetración estándar de campo, N_{60}, para la arena y la arcilla de la siguiente manera:

$$\text{arcilla:} \quad E_p(\text{kN/m}^2) = 1930(N_{60})^{0.63} \tag{12.48}$$

$$\text{arena:} \quad E_p(\text{kN/m}^2) = 908(N_{60})^{0.66} \tag{12.49}$$

12.11 Prueba del dilatómetro

El uso de la prueba del dilatómetro de placa plana (DMT) es relativamente reciente (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1986). El equipo se compone esencialmente de una placa plana con dimensiones de 220 mm (longitud) × 95 mm (ancho) × 14 mm (espesor). Una membrana delgada, plana, circular expandible de acero con un diámetro de 60 mm es colocada al ras en el centro en un lado de la placa (figura 12.17a). La sonda dilatómetro se inserta en el suelo utilizando un penetrómetro de pruebas de cono de penetración (figura 12.17b). Las líneas de gas y electricidad se extienden desde la caja de control de la superficie a través de la barra del penetrómetro en la hoja. En la profundidad requerida se utiliza gas nitrógeno a alta presión para inflar la membrana. Se toman dos lecturas de presión:

1. La presión A al "despegue" de la membrana
2. La presión B a la que la membrana se expande 1.1 mm en el suelo circundante

Las lecturas de A y B se corrigen de la siguiente manera (Schmertmann, 1986):

$$\text{esfuerzo de contacto, } p_o = 1.05(A + \Delta A - Z_m) - 0.05(B - \Delta B - Z_m) \quad (12.50)$$

$$\text{esfuerzo de expansión, } p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (12.51)$$

donde

ΔA = presión de vacío necesaria para mantener la membrana en contacto con su asiento
ΔB = presión de aire necesaria en el interior de la membrana para desviarla hacia el exterior a una expansión del centro de 1.1 mm
Z_m = medidor de la desviación de presión a partir de 0 cuando ventila a presión atmosférica

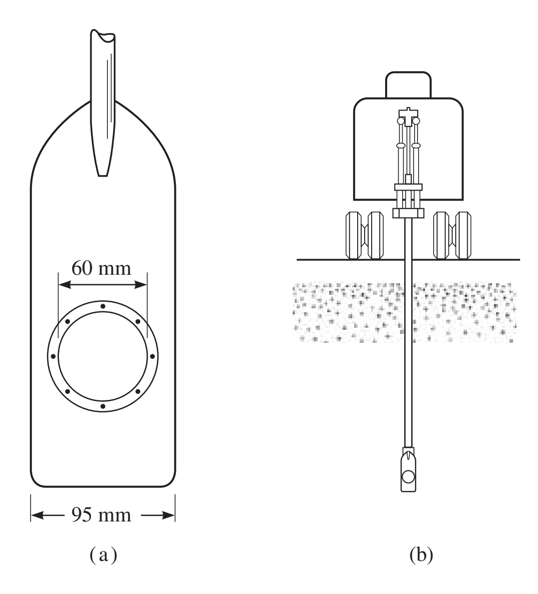


Figura 12.17 (a) Diagrama esquemático de un dilatómetro de placa plana; (b) sonda de un dilatómetro insertada en el suelo

La prueba se lleva a cabo normalmente a profundidades entre 200 y 300 mm entre sí. El resultado de una prueba particular se utiliza para determinar tres parámetros:

1. Índice del material, $I_D = \dfrac{p_1 - p_o}{p_o - u_o}$
2. Índice del esfuerzo horizontal, $K_D = \dfrac{p_o - u_o}{\sigma'_o}$
3. Módulo del dilatómetro, $E_D\,(\text{kN/m}^2) = 34.7\,[p_1(\text{kN/m}^2) - p_o\,(\text{kN/m}^2)]$

donde

u_o = presión de poros
σ'_o = esfuerzo efectivo vertical *in situ*

La figura 12.18 muestra un conjunto de equipos necesarios para la prueba de dilatómetro.

Marchetti (1980) llevó a cabo varias pruebas de dilatómetro en Porto Tolle, Italia. El subsuelo estaba formado por depósitos delta recientes, normalmente consolidados del río Po. Se encontró una gruesa capa de arcilla limosa por debajo de una profundidad de aproximadamente 3 m ($c' = 0$; $\phi' \approx 28°$). Los resultados obtenidos de las pruebas de dilatómetro se correlacionaron con varias propiedades del suelo (Marchetti, 1980). Algunas de estas correlaciones se dan aquí:

$$K_o = \left(\frac{K_D}{1.5}\right)^{0.47} - 0.6 \qquad (12.52)$$

$$OCR = (0.5K_D)^{1.6} \qquad (12.53)$$

$$\frac{c_u}{\sigma'_o} = 0.22 \qquad \text{(para arcilla normalmente consolidada)} \qquad (12.54)$$



Figura 12.18 Conjunto de equipo para una prueba de dilatómetro (Cortesía de N. Sivakugan, James Cook University, Australia)

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_o}\right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_o}\right)_{NC}(0.5K_D)^{1.25} \tag{12.55}$$

$$E_s = (1 - \mu_s^2)E_D \tag{12.56}$$

donde

K_o = coeficiente de tierra en reposo
OCR = relación de sobreconsolidación
OC = suelo sobreconsolidado
NC = suelo normalmente consolidado
E_s = módulo de elasticidad del suelo

12.12 Extracción de núcleos de roca

Cuando se encuentra una capa de roca durante una operación de perforación, puede ser necesaria la extracción de núcleos de la misma. Para esto, el *barril de extracción* está unido a una varilla de perforación. Un pequeño *extractor de muestras* se une a la parte inferior del depósito

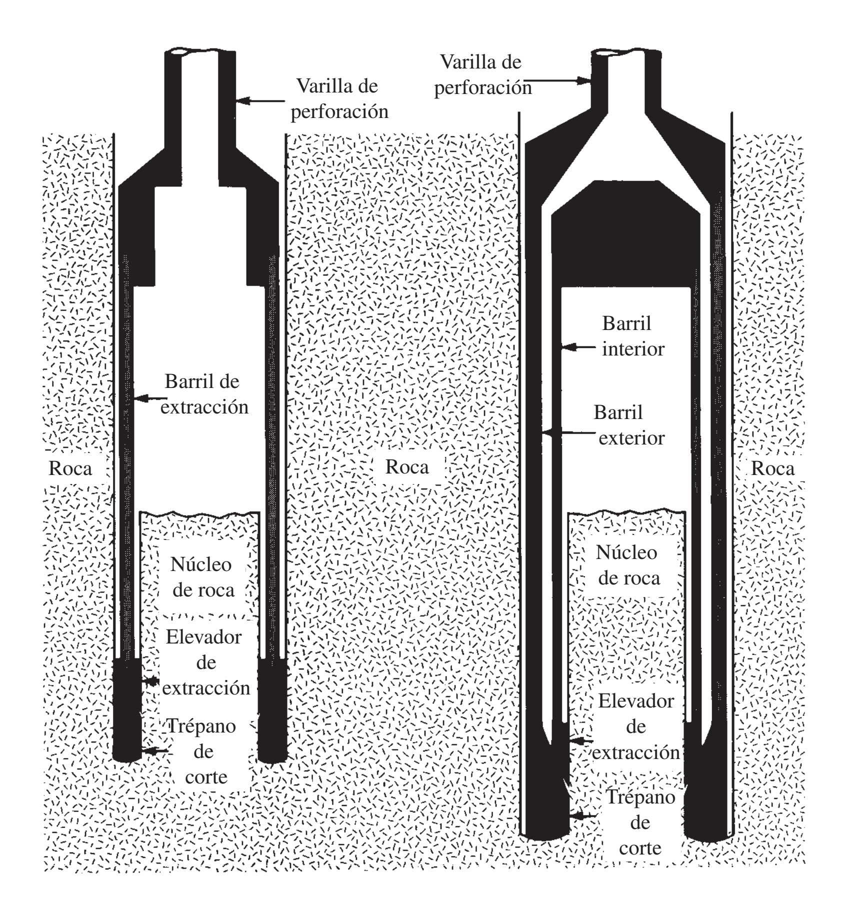


Figura 12.19 Extracción de núcleos de roca: (a) barril de extracción de tubo simple; (b) barril de extracción de tubo doble

Tabla 12.9 Tamaño estándar y designación de carcasa, depósito del núcleo y varilla de perforación compatible

Designación del barril de extracción y la carcasa	Diámetro exterior del trépano del barril de extracción (mm)	Designación de la varilla de perforación	Diámetro exterior de la varilla de perforación (mm)	Diámetro del pozo (mm)	Diámetro de la muestra de roca (mm)
EX	36.51	E	33.34	38.1	22.23
AX	47.63	A	41.28	50.8	28.58
BX	58.74	B	47.63	63.5	41.28
NX	74.61	N	60.33	76.2	53.98

del núcleo (figura 12.19). Los elementos de corte pueden ser de diamante, tungsteno, carburo u otros. La tabla 12.9 resume los diferentes tipos de barriles de extracción y su tamaño, así como las barras de perforación compatibles comúnmente utilizadas para la exploración de los cimientos. La extracción de muestras se hace avanzar por la perforación rotatoria. El agua circula a través de la varilla de perforación durante la extracción de muestras, y el corte se lava afuera.

Hay dos tipos de barriles de extracción que están disponibles: el *barril de extracción de tubo simple* (figura 12.19a) y el *barril de extracción de tubo doble* (figura 12.19b). Los núcleos de roca obtenidos por los barriles de tubo simple pueden estar altamente alterados y fracturados debido a la torsión. Los núcleos de rocas más pequeñas que el tamaño BX tienden a fracturarse durante el proceso de extracción de muestras.

Cuando se recuperan las muestras del núcleo, la profundidad de la recuperación debería ser debidamente registrada para su posterior evaluación en el laboratorio. Con base en la longitud del núcleo de roca recuperado en cada avance, pueden calcularse las siguientes cantidades para una evaluación general de la calidad de la roca encontrada:

$$\text{tasa de recuperación} = \frac{\text{longitud del núcleo recuperado}}{\text{longitud teórica del núcleo recortado}} \tag{12.57}$$

designación de la calidad de la roca (*RQD*)

$$= \frac{\sum \text{longitud de los pedazos recuperados iguales a o mayores que 101.6 mm}}{\text{longitud teórica del núcleo de roca recortada}} \tag{12.58}$$

Una tasa de recuperación de 1 indica la presencia de roca intacta; para rocas altamente fracturadas, la tasa de recuperación puede ser 0.5 o menos. En la tabla 12.10 se presenta la relación general (Deere, 1963) entre el *RQD* y la calidad de la roca *in situ*.

Tabla 12.10 Relación entre la calidad de la roca *in situ* y la *RQD*

RQD	**Calidad de la roca**
0–0.25	Muy mala
0.25–0.5	Mala
0.5–0.75	Regular
0.75–0.9	Buena
0.9–1	Excelente

12.13 Preparación de los registros de perforación

La información detallada obtenida de cada pozo se presenta en una forma gráfica llamada *bitácora de perforación*. A medida que un pozo se perfora, el perforador generalmente debe registrar la siguiente información en un registro estándar:

1. Nombre y dirección de la empresa de perforación
2. Nombre del perforador
3. Descripción y número del trabajo
4. Número y tipo de perforación y lugar de la perforación
5. Fecha de la perforación
6. Estratificación del subsuelo, que se puede obtener mediante la observación visual de la tierra traída por la barrena, muestreador de cuchara dividida y tubo Shelby de paredes delgadas
7. Elevación del nivel freático y la fecha de observación, carcasa utilizada y pérdidas de lodo, y así sucesivamente
8. Resistencia a la penetración estándar y la profundidad
9. Número, tipo y profundidad de la muestra de suelo recogida
10. En caso de extracción de muestras de roca, tipo de depósito del núcleo utilizado y, para cada ejecución, la longitud real de extracción, la longitud del núcleo recuperado y la *RQD*

Esta información no debe dejarse a la memoria, porque no registrar los datos a menudo da lugar a registros de perforación erróneos.

Después de completar todas las pruebas de laboratorio necesarias, el ingeniero geotecnista prepara un registro de terminación que incluye notas de registro de campo del perforador y los resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio. La figura 12.20 muestra un registro de perforación típico. Estos registros deberán adjuntarse al informe final de la exploración del suelo presentado al cliente. Note que la figura 12.20 en la columna de la izquierda también enumera las clasificaciones de los suelos junto con la descripción de cada suelo (basado en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

12.14 Exploración geofísica

Hay varios tipos de técnicas de exploración geofísica que permiten una evaluación rápida de las características del subsuelo. Estos métodos también permiten una rápida cobertura de las áreas grandes y son menos costosos que la exploración convencional por perforación. Sin embargo, en muchos casos la interpretación definitiva de los resultados es difícil. Por esa razón, tales técnicas se deben usar sólo para el trabajo preliminar. En este caso, hablamos de tres tipos de técnicas geofísicas de exploración: el estudio de refracción sísmica, los estudios sísmicos de perforaciones cruzadas y el estudio de resistividad.

Estudio de refracción sísmica

Los *estudios de refracción sísmica* son útiles en la obtención de información preliminar sobre el espesor de las capas de diversos tipos de suelo y la profundidad del basamento en un sitio. Los estudios de refracción se llevan a cabo por el impacto de la superficie, como en el punto *A* de la figura 12.21a, y la observación de la primera llegada de la perturbación (ondas de esfuerzo) en algunos otros puntos (por ejemplo, *B*, *C*, *D*, …). El impacto puede ser creado por un golpe de martillo o por una pequeña carga explosiva. La primera llegada de las ondas de perturbación en varios puntos puede ser grabada por geófonos.

El impacto sobre la superficie del suelo crea dos tipos de onda de esfuerzo: *ondas P* (u *ondas planas*) y *ondas S* (u *ondas de corte*). Las ondas *P* viajan más rápido que las ondas *S*, por

Registro de perforación

Nombre del proyecto: Edificio de departamentos Two-story

Ubicación: Johnson & Olive St. Fecha de perforación: Marzo 2, 2006

Perforación núm. 3 Tipo de perforación Barrena hueca Elevación del suelo: 60.8 m

Descripción del suelo	Profundidad (m)	Tipo de muestra de suelo y número	N_{60}	w_n (%)	Comentarios
Arcilla café claro (relleno)					
Arena limosa (SM)	1	SS–1	9	8.2	
	2	SS–2	12	17.6	$LL = 38$ $PL = 11$
°G.W.T 3.5 m	3				
Limo arcilloso gris claro (ML)	4	ST–1		20.4	$LL = 36$ $q_u = 112$ kN/m^2
	5				
	6	SS–3	11	20.6	
Arena con algo de grava (SP) Extremo de la perforación @ 8 m	7	SS–4	27	9	
	8				

N_{60} = número de penetración estándar (golpes/305 mm)
w_n = contenido natural de humedad
LL = límite líquido; PI = índice de plasticidad
q_u = resistencia a la presión no confinada
SS = muestreados de media caña; ST = tubo Shelby

°Nivel freático observado después de una semana de perforación

Figura 12.20 Registro de perforación típico

lo que la primera llegada de las ondas de perturbación se relaciona con las velocidades de las ondas P en varias capas. La velocidad de las ondas P en un medio es

$$v = \sqrt{\frac{E_s}{\left(\frac{\gamma}{g}\right)} \frac{(1 - \mu_s)}{(1 - 2\mu_s)(1 + \mu_s)}} \tag{12.59}$$

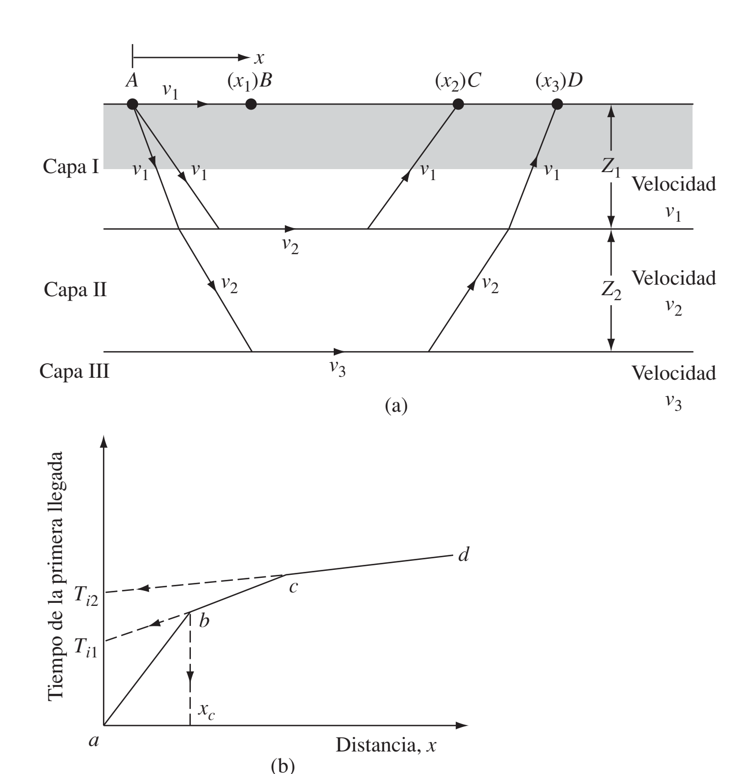


Figura 12.21 Estudios de refracción sísmica

donde

E_s = módulo de elasticidad del medio
γ = peso específico del medio
g = aceleración de la gravedad
μ_s = relación de Poisson

Para determinar la velocidad de las ondas P en varias capas y los espesores de las capas, se utiliza el siguiente procedimiento:

Paso 1. Obtener los tiempos de la primera llegada, t_1, t_2, t_3,. . . , a diferentes distancias x_1, x_2, x_3,. . . desde el punto de impacto.
Paso 2. Trazar la curva de tiempo t contra distancia x. El gráfico se verá como el que se muestra en la figura 12.21b.
Paso 3. Determinar las pendientes de las líneas ab, bc, cd, . . .:

$$\text{Pendiente de } ab = \frac{1}{v_1}$$

$$\text{Pendiente de } bc = \frac{1}{v_2}$$

$$\text{Pendiente de } cd = \frac{1}{v_3}$$

Aquí, v_1, v_2, v_3,. . . son las velocidades de onda *P* en las capas I, II, III,. . . . respectivamente (figura 12.21a).

Paso 4. Determinar el espesor de la capa superior:

$$Z_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}x_c \tag{12.60}$$

El valor de x_c puede obtenerse a partir de la gráfica, como se muestra en la figura 12.21b.

Paso 5. Determinar el espesor de la segunda capa:

$$Z_2 = \frac{1}{2}\left[T_{i2} - 2Z_1\frac{\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{v_3 v_1}\right]\frac{v_3 v_2}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}} \tag{12.61}$$

Aquí, el tiempo T_{i2} intersecta a la línea *cd* en la figura 12.21b, extendida hacia atrás.

Las velocidades de las ondas *P* en varias capas indican los tipos de suelo o roca que están presentes por debajo de la superficie del suelo. El rango de velocidad de la onda *P* que se encuentra generalmente en los diferentes tipos de suelo y roca a poca profundidad se indica en la tabla 12.11.

Al analizar los resultados de un estudio de refracción, deben tenerse en cuenta dos limitaciones:

1. Las ecuaciones básicas del estudio, ecs. (12.60) y (12.61), se basan en la suposición de la velocidad de la onda *P*: $v_1 < v_2 < v_3 \ldots$
2. Cuando el suelo está saturado por debajo del nivel freático, la velocidad de la onda *P* puede ser engañosa. Las ondas *P* pueden viajar con una velocidad de aproximadamente 1500 m/s a través del agua. Para suelos secos, sueltos, la velocidad puede ser muy por debajo de 1500 m/s. Sin embargo, en una condición saturada, las ondas se desplazan a través del agua que está presente en los espacios vacíos con una velocidad de aproximadamente 1500 m/s. Si no se ha detectado la presencia de aguas subterráneas, la velocidad de la onda *P* puede ser interpretada erróneamente para indicar un material más fuerte (por ejemplo, roca arenisca) que está realmente presente *in situ*. En general, las interpretaciones geofísicas siempre deben ser verificadas por los resultados obtenidos a partir de perforaciones.

Tabla 12.11 Rango de velocidad de las ondas *P* en diversos suelos y rocas

Tipo de suelo o roca	Velocidad de la onda *P* (m/s)
Suelo	
Arena, sill y suelo superficial de grano fino	200–1000
Aluvión	500–2000
Arcillas compactadas, gravas arcillosas y arena arcillosa densa	1000–2500
Loess	250–750
Roca	
Pizarra y lutita	2500–5000
Arenisca	1500–5000
Granito	4000–6000
Roca caliza	5000–10 000

Ejemplo 12.2

En la siguiente tabla se proporcionan los resultados de un estudio de refracción en un lugar:

Distancia del geófono a partir de la fuente de perturbación (m)	Tiempo de la primera llegada ($s \times 10^3$)
2.5	11.2
5	23.3
7.5	33.5
10	42.4
15	50.9
20	57.2
25	64.4
30	68.6
35	71.1
40	72.1
50	75.5

Determine la velocidad de la onda *P* y el espesor del material encontrado.

Solución

Velocidad

En la figura 12.22, los tiempos de la primera llegada de las ondas *P* están graficados en función de la distancia del geófono a la fuente de perturbación. La gráfica tiene tres segmentos de línea recta. Ahora se puede calcular la velocidad de las tres capas superiores de la siguiente manera:

$$\text{Pendiente del segmento } 0a = \frac{1}{v_1} = \frac{\text{tiempo}}{\text{distancia}} = \frac{23 \times 10^{-3}}{5.25}$$

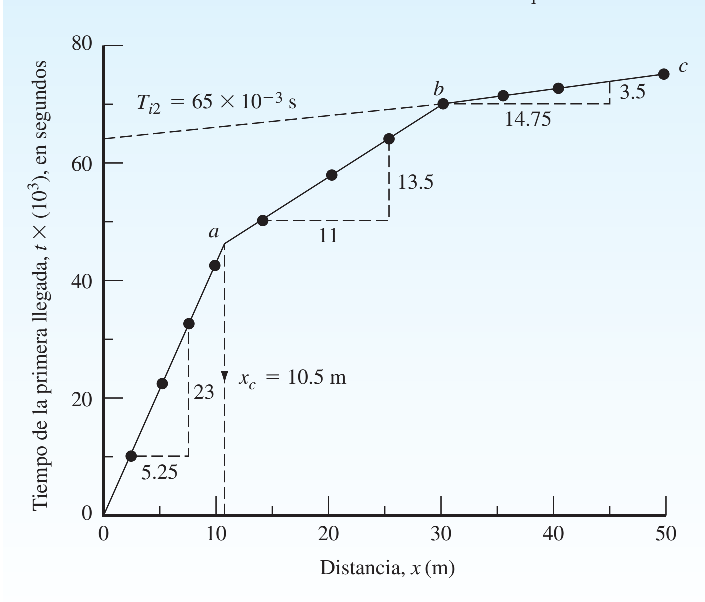


Figura 12.22 Gráfica del tiempo de la primera llegada de la onda *P* en función de la distancia del geófono a la fuente de la perturbación

o

$$v_1 = \frac{5.25 \times 10^3}{23} = \mathbf{228\ m/s\ (capa\ superior)}$$

$$\text{Pendiente del segmento } ab = \frac{1}{v_2} = \frac{13.5 \times 10^{-3}}{11}$$

o

$$v_2 = \frac{11 \times 10^3}{13.5} = \mathbf{814.8\ m/s\ (capa\ intermedia)}$$

$$\text{Pendiente del segmento } bc = \frac{1}{v_3} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{14.75}$$

o

$$v_3 = \mathbf{4214\ m/s\ (tercera\ capa)}$$

La comparación de las velocidades obtenidas aquí con las que figuran en la tabla 12.11 indica que la tercera capa es una *capa de roca*.

Espesor de las capas

De la figura 12.22, $x_c = 10.5$ m, así

$$Z_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}\,x_c$$

Por lo tanto,

$$Z_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{814.8 - 228}{814.8 + 228}} \times 10.5 = \mathbf{3.94\ m}$$

Una vez más, de la ecuación (12.61)

$$Z_2 = \frac{1}{2}\left[T_{i2} - \frac{2Z_1\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{(v_3 v_1)}\right]\frac{(v_3)(v_2)}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}}$$

El valor de T_{i2} (de la figura 12.22) es de 65×10^{-3} s. Entonces,

$$Z_2 = \frac{1}{2}\left[65 \times 10^{-3} - \frac{2(3.94)\sqrt{(4214)^2 - (228)^2}}{(4214)(228)}\right]\frac{(4214)(814.8)}{\sqrt{(4214)^2 - (814.8)^2}}$$

$$= \frac{1}{2}(0.065 - 0.0345)830.48 = \mathbf{12.66\ m}$$

Por lo tanto, la capa de roca se encuentra a una profundidad de $Z_1 + Z_2 = 3.94 + 12.66 =$ **16.60 m de la superficie del suelo.**

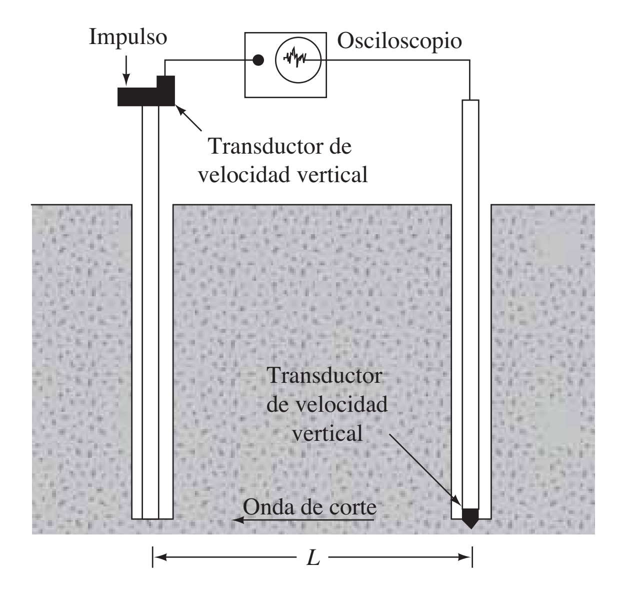


Figura 12.23 Estudio sísmico por el método de perforaciones cruzadas

Estudio sísmico por perforaciones cruzadas

La velocidad de las ondas de corte creadas como resultado de un impacto a una capa de suelo dado se puede determinar efectivamente por el *estudio sísmico de perforaciones cruzadas* (Stokoe y Woods, 1972). El principio de esta técnica se ilustra en la figura 12.23, que muestra dos pozos perforados en el suelo a una distancia de separación L. Por medio de una varilla de impulso se crea un impulso vertical en la parte inferior de un pozo de sondeo. Las ondas de corte generadas de este modo se registran por un transductor sensible verticalmente. La velocidad de las ondas de corte puede ser calculada como

$$v_s = \frac{L}{t} \tag{12.62}$$

donde t = tiempo de viaje de las ondas.

El módulo de corte, G_s, del suelo a la profundidad a la que se toma la prueba puede determinarse a partir de la relación

$$v_s = \frac{\sqrt{G_s}}{(\gamma/g)}$$

o

$$G_s = \frac{v_s^2 \gamma}{g} \tag{12.63}$$

donde

v_s = velocidad de las ondas de corte
γ = peso específico del suelo
g = aceleración de la gravedad

Tabla 12.12 Valores representativos de resistividad

Material	Resistividad (ohm · m)
Arena	500–1500
Arcilla, limo saturado	0–100
Arena arcillosa	200–500
Grava	1500–4000
Roca intemperizada	1500–2500
Roca firme	>5000

El módulo de corte es útil en el diseño de los cimientos para apoyar maquinaria de vibración y similares.

Estudio de resistividad

Otro método geofísico de exploración del subsuelo es el *estudio de resistividad eléctrica*. La resistividad eléctrica de cualquier material conductor que tiene una longitud L y un área de sección transversal A puede ser definida como

$$\rho = \frac{RA}{L} \tag{12.64}$$

donde R = resistencia eléctrica.

La unidad de la resistividad es *ohm-centímetro* u *ohm-metro*. La resistividad de diferentes suelos depende principalmente de su contenido de humedad y también de la concentración de los iones disueltos en ellos. Las arcillas saturadas tienen una muy baja resistividad, los suelos secos y las rocas tienen una alta resistividad. En la tabla 12.12 se da el rango de resistividad encontrado generalmente en diversos suelos y rocas.

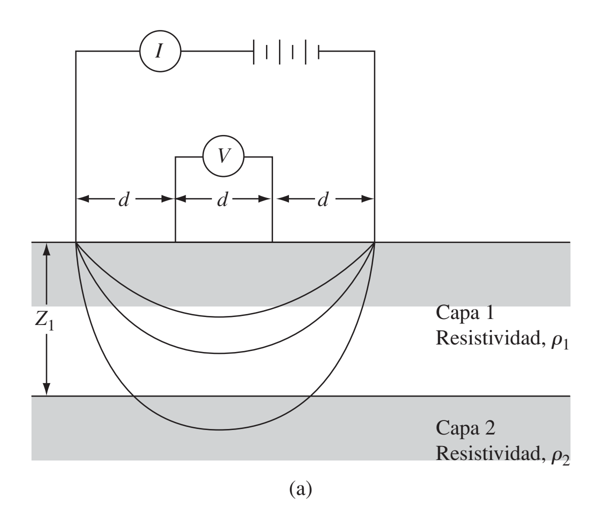
El procedimiento más común para la medición de la resistividad eléctrica de un perfil de suelo utiliza cuatro electrodos clavados en el suelo y espaciados por igual a lo largo de una línea recta. El procedimiento se conoce generalmente como *método de Wenner* (figura 12.24a).

Los dos electrodos exteriores se usan para enviar una corriente eléctrica I (normalmente una corriente DC con electrodos de potencial no polarizados) al suelo. La corriente está generalmente en el intervalo de 50 a 100 miliamperes. La caída de voltaje, V, se mide entre los dos electrodos interiores. Si el perfil del suelo es homogéneo, su resistividad eléctrica es

$$\rho = \frac{2\pi dV}{I} \tag{12.65}$$

En la mayoría de casos, el perfil del suelo puede consistir en varias capas con diferentes resistividades, y la ecuación (12.65) dará paso a la *resistividad aparente*. Para obtener la *resistividad real* de diversas capas y sus espesores, se puede usar un método empírico que implica la realización de pruebas con varias separaciones de electrodos (es decir, se cambia d). La suma de las resistividades aparentes, $\Sigma\rho$, se grafica en función de la separación d, como se muestra en la figura 12.24b. La gráfica así obtenida tiene segmentos relativamente rectos, cuyas pendientes dan la resistividad de las capas individuales. Los espesores de las diversas capas se pueden estimar como se muestra en la figura 12.24b.

El estudio de resistividad es particularmente útil en la localización de depósitos de grava dentro de un suelo de grano fino.



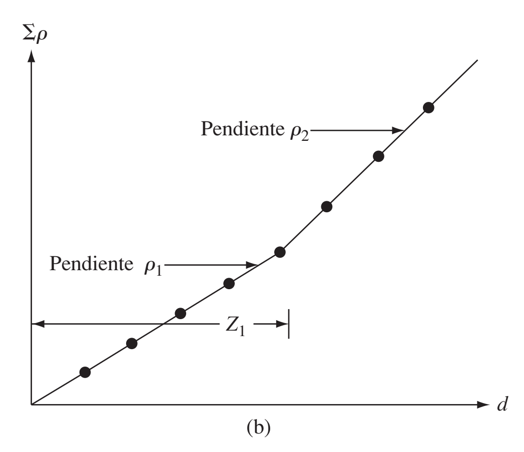


Figura 12.24 Estudio de resistividad eléctrica: (a) método de Wenner; (b) método empírico para determinar la resistividad y el espesor de cada capa

12.15 Informe de la exploración del suelo

Al final de todos los programas de exploración del suelo, éste y/o las muestras de roca recolectadas en campo al final están sujetos a observación visual y pruebas de laboratorio apropiadas. Después de que toda la información necesaria ha sido recopilada, se prepara un informe de la exploración del suelo para el uso de la oficina de diseño y como referencia durante los trabajos de construcción futura. Si bien los detalles y la secuencia de la información del informe pueden variar en cierta medida, en función de la estructura en cuestión y la persona que elabora el informe, cada informe debe incluir los siguientes elementos:

1. Alcance de la investigación
2. Descripción de la estructura propuesta para la que se ha llevado a cabo la exploración del subsuelo

3. Descripción de la ubicación del sitio, incluyendo la(s) estructura(s), condiciones de drenaje cerca del lugar, naturaleza de la vegetación en el sitio y el área que lo rodea, y otra(s) característica(s) única(s) para el sitio
4. Configuración geológica del sitio
5. Detalles del campo de exploración, esto es, número de perforaciones, profundidad de las perforaciones, tipo de perforación, y así sucesivamente
6. Descripción general de las condiciones del subsuelo, determinadas a partir de muestras de suelo y de las pruebas de laboratorio relacionadas, resistencia a la penetración estándar y resistencia a la penetración de cono, y así sucesivamente
7. Condiciones de la capa freática
8. Recomendaciones de cimentación, entre ellas, tipo de cimentación recomendada, capacidad de carga admisible y cualquier procedimiento especial de construcción que puedan ser necesarios; los procedimientos de diseño de cimentaciones alternativas también deben ser analizados en esta parte del informe
9. Conclusiones y limitaciones de las investigaciones

Deberán adjuntarse al informe las siguientes presentaciones gráficas:

1. Mapa de ubicación del sitio
2. Vista en planta de la ubicación de las perforaciones con respecto a las estructuras propuestas y las que están cerca
3. Bitácoras de perforación
4. Resultados de las pruebas de laboratorio
5. Otras presentaciones gráficas especiales

Los informes de exploración deben estar bien planificados y documentados. Ellos ayudarán a responder preguntas y resolver problemas de cimentación que puedan surgir más adelante durante el diseño y la construcción.

12.16 Resumen

En este capítulo se ha analizado la exploración del subsuelo. Los siguientes son los principales temas que fueron cubiertos.

1. La profundidad mínima aproximada y el espaciamiento de perforaciones exploratorias se presentan en la sección 12.2.
2. Las perforaciones exploratorias en campo se hacen principalmente con barrenas de raspado continuo (sección 12.3).
3. Se pueden obtener muestras de suelo alterado mediante el uso de un muestreador de media caña. Se requerirán tubos de pared delgada para obtener muestras de suelo inalteradas (sección 12.5).
4. La cohesión sin drenar de los suelos de arcilla puede ser correlacionada con el número de penetración estándar (N_{60}) (sección 12.5).
5. En suelos granulares, la presión de sobrecarga efectiva (σ'_o) afecta al número de penetración estándar en campo. El valor de N se puede corregir con un valor estándar de $\sigma'_o \approx 100$ kN/m^2 través de las ecuaciones (12.8) a (12.15).
6. Para suelos granulares los números de penetración estándar, N_{60} y $(N_1)_{60}$, se pueden correlacionar con la densidad relativa (D_r) y el ángulo de fricción (ϕ'). [Ver ecuaciones (12.16) a (12.20).]

7. Las pruebas de corte con veleta *in situ* pueden llevarse a cabo para obtener la resistencia cortante no drenada (c_u) de arcillas blandas a medias (sección 12.8).
8. Las pruebas de penetración de cono, pruebas de presurímetro y pruebas de dilatómetro son pruebas *in situ* para determinar las propiedades del suelo (secciones 12.9 a 12.11).
9. La extracción de núcleos de roca puede ser necesaria si se encuentra una capa de roca a poca profundidad. La tasa de recuperación y denominación de calidad de roca (*RQD*) son los parámetros para evaluar la calidad de las rocas (sección 12.12).
10. Las exploraciones geofísicas como la sísmica de refracción, sísmica de perforaciones cruzadas y estudio de resistividad pueden ser utilizadas en campo para determinar las propiedades preliminares del suelo (sección 12.14). Estos estudios deben complementarse con trabajo de exploración más detallado.

Problemas

12.1 Un tubo Shelby tiene un diámetro exterior de 76.2 mm y un diámetro interior de 73 mm. ¿Cuál es la relación de área del tubo?

12.2 En la figura 12.25 se muestra un perfil de suelo junto con los números de penetración estándar en la capa de arcilla. Utilice la ecuación 12.6 para determinar y graficar la variación de c_u con la profundidad.

12.3 El valor promedio del número estándar de penetración de campo en una capa de arcilla saturada es 6. Estime la resistencia a la compresión no confinada de la arcilla. Utilice la ecuación (12.5) ($K \approx 4.2$ kN/m^2).

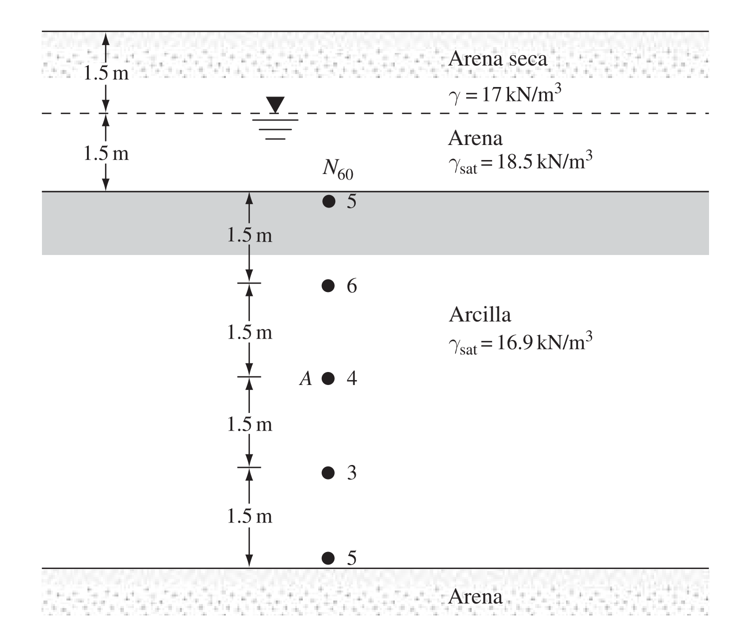


Figura 12.25

12.4 La tabla muestra la variación del número de penetración estándar de campo, N_{60}, en un depósito de arena

Profundidad (m)	N_{60}
1.5	6
3	8
4.5	9
6	8
7.5	13
9	14

La capa freática se localiza a 6 m de profundidad. El peso específico seco de la arena de 0 a 6 m es 18 kN/m^3, y el peso específico saturado de la arena para profundidades de 6 a 12 m es 20.2 kN/m^3. Utilice la relación de Skempton dada por la ecuación (12.9) para calcular los números de penetración correctos.

12.5 Los números de penetración estándar para un depósito de arena seca se dan abajo. Para la arena, $\gamma = 18.7$ kN/m^3. Determine la variación de $(N_1)_{60}$ con la profundidad. Use el factor de corrección de Liao y Whitman dado por la ecuación (12.8).

Profundidad (m)	N_{60}
1.5	9
3.0	9
4.5	12
6.0	12
7.5	16

12.6 Para el suelo descrito en el problema 12.5, estime el ángulo de fricción pico promedio. Utilice la ecuación (12.18).

12.7 La tabla siguiente muestra los números de penetración estándar determinados para un depósito de suelo arenoso en campo:

Profundidad (m)	Peso unitario del suelo (kN/m^3)	N_{60}
3.0	16.66	7
4.5	16.66	9
6.0	16.66	11
7.5	18.55	16
9.0	18.55	18
10.5	18.55	20
12	18.55	22

Determine, utilizando la ecuación (12.19), la variación del ángulo pico de fricción ϕ'. Estime un valor promedio de ϕ' para el diseño de una cimentación superficial.
Nota: para profundidades mayores a 6 m, el peso específico del suelo es de 18.55 kN/m^3.

12.8 En la siguiente tabla se dan los detalles para un depósito de suelo en arena:

Profundidad (m)	Presión efectiva de sobrecarga (kN/m^2)	Número de penetración estándar en campo, N_{60}
3.0	55.1	9
4.5	82.7	11
6.0	97.3	12

El depósito de arena tiene un promedio de 18% de finos. Use las ecuaciones (12.16) y (12.17) y la estimación de la densidad relativa media de arena entre las profundidades de 3 m y 6 m.

12.9 Consulte la figura 12.25. En la capa de arcilla se llevaron a cabo pruebas de veleta de corte (veleta rectangular). Las dimensiones de paletas fueron 63.5 mm (d) × 127 mm (h). Para la prueba en A, el torque requerido para causar la falla fue de 20 N · m. Para la arcilla, el límite líquido fue de 50 y el límite plástico de 18. Estime la cohesión no drenada de la arcilla para utilizarla en el diseño mediante el uso de cada ecuación:

a. Relación λ de Bjerrum (ecuación 12.31)
b. λ de Morris y Williams y la relación *PI* (ecuación 12.32a)
c. λ de Morris y Williams y la relación *LL* (ecuación 12.32b)

12.10 En un depósito de arena seca normalmente consolidada, se llevó a cabo una prueba de penetración de cono. La tabla muestra los resultados:

Profundidad (m)	Resistencia de punta del cono, q_c (MN/m^2)
1.5	2.05
3.0	4.23
4.5	6.01
6.0	8.18
7.5	9.97
9.0	12.42

Suponga que el peso específico en seco de la arena es 15.5 kN/m^3.

a. Calcule el ángulo pico de fricción promedio, ϕ', de la arena. Utilice la ecuación (12.38).
b. Estime la densidad relativa media de la arena. Utilice la ecuación (12.37b) y $Q_c = 1$.

12.11 Consulte el perfil del suelo que se muestra en la figura 12.26. Suponga que la resistencia a la penetración de cono, q_c, en A, según lo determinado por un penetrómetro de cono eléctrico, tiene fricción de 0.8 MN/m^2.

a. Determine la cohesión no drenada, c_u.
b. Encuentre la relación de sobreconsolidación, *OCR*.

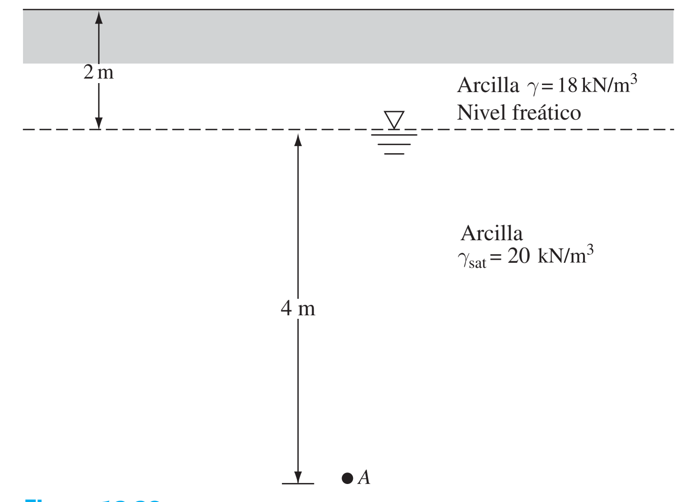


Figura 12.26

12.12 Considere una prueba de presurímetro en una arcilla saturada blanda.

Medida del volumen de la celda, $V_o = 535\ cm^3$
$p_o = 42.4\ kN/m^2 \quad v_o = 46\ cm^3$
$p_f = 326.5\ kN/m^2 \quad v_f = 180\ cm^3$

Suponiendo que la relación de Poisson, μ_s, es 0.5 y en referencia a la figura 12.16, calcule el módulo del presurímetro, E_p.

12.13 En un depósito de arcilla se llevó a cabo una prueba de dilatómetro. El nivel freático se encuentra a una profundidad de 3 m. A una profundidad de 8 m, la presión de contacto, p_o, fue de 280 kN/m^2 y el esfuerzo de expansión, p_1, fue de 350 kN/m^2.

a. Determine el coeficiente de presión de tierra en reposo, K_o.
b. Encuentre la tasa de sobreconsolidación, *OCR*.
c. ¿Cuál es el módulo de elasticidad, E_s?

Suponga σ'_o a una profundidad de 8 m en 95 kN/m^2 y $\mu_s = 0.35$.

12.14 La velocidad de la onda *P* en un suelo es 1900 m/s. Suponiendo que la relación de Poisson es 0.32, calcule el módulo de elasticidad del suelo. Suponga que el peso específico del suelo es 18 kN/m^3.

12.15 En la tabla siguiente se dan los resultados de un estudio de refracción (figura 12.21a) en un sitio. Determine el espesor y la velocidad de la onda *P* de los materiales encontrados.

Distancia a partir de la fuente de perturbación (m)	Tiempo de la primera llegada de las ondas *P* ($s \times 10^3$)
2.5	5.08
5.0	10.16
7.5	15.24
10.0	17.01
15.0	20.02
20.0	24.2
25.0	27.1
30.0	28.0
40.0	31.1
50.0	33.9

Referencias

American Society for Testing and Materials (2010). *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

American Society for Testing and Materials (2003). *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.09, West Conshohocken, PA.

American Society for Testing and Materials (2002). *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

American Society for Testing and Materials (1997). *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

American Society of Civil Engineers (1972). "Subsurface Investigation for Design and Construction of Foundations of Buildings," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 98. No. SM5, 481–490.

Anagnostopoulos, A., Koukis, G., Sabatakakis, N., and Tsiambaos, G. (2003). "Empirical Correlations of Soil Parameters Based on Cone Penetration Tests (CPT) for Greek Soils," *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 21, No. 4, 377–387.

Baguelin, F., Jézéquel, J. F., and Shields, D. H. (1978). *The Pressuremeter and Foundation Engineering*, Trans Tech Publications, Clausthal.

Bazaraa, A. (1967). *Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand*, Ph.D. Dissertation, Civil Engineering Department, University of Illinois Champaign-Urbana, Illinois.

Bjerrum, L. (1974). "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays," Norwegian Geotechnical Institute, *Publications No. 110*, Oslo.

Deere, D. U. (1963). "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes," *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Vol. 1, No. 1, 16–22.

Hara, A., Ohata, T., and Niwa, M. (1971). "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils," *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 3, 1–12.

Hatanaka, M., and Feng, L. (2006). "Estimating Relative Density of Sandy Soils," *Soils and Foundation*, Vol. 46, No. 3, 299–313.

Hatanaka, M., and Uchida, A. (1996). "Empirical Correlation Between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils," *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 4, 1–10. Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellotta, R. (1985). "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils," *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, 57–153.

Kulhawy, F. H., and Mayne, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.

Lancellotta, R. (1983). *Analisi di Affidabilità in Ingegneria Geotecnica*, Atti Istituto Scienza Construzioni, No. 625, Politecnico di Torino.

Liao, S. S. C., and Whitman, R. V. (1986). "Overburden Correction Factors for SPT in Sand," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 112, No. 3, 373–377.

Marchetti, S. (1980). "*In Situ* Test by Flat Dilatometer," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, GT3, 299–321.

Mayne, P. W., and Kemper, J. B. (1988). "Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 11, No. 2, 139–147.

Menard, L. (1956). *An Apparatus for Measuring the Strength of Soils in Place*, M.S. Thesis, University of Illinois, Urbana, IL.

Morris, P. M., and Williams, D. J. (1994). "Effective Stress Vane Shear Strength Correction Factor Correlations," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 3, 335–342.

Ohya, S., Imai, T., and Matsubara, M. (1982). "Relationships Between *N* Value by SPT and LLT Pressuremeter Results," *Proceedings*, 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Vol. 1, 125–130.

Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering*, 2nd ed., Wiley, New York.

Ricceri, G., Simonini, P., and Cola, S. (2002). "Applicability of Piezocone and Dilatometer to Characterize the Soils of the Venice Lagoon" *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 20, No. 2, 89–121.

Robertson, P. K., and Campanella, R. G. (1983). "Interpretation of Cone Penetration Tests. Part I: Sand," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, 718–733.

Schmertmann, J. H. (1975). "Measurement of *In Situ* Shear Strength," *Proceedings*, Specialty
Conference on *In Situ* Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol. 2, 57–138.

Seed, H. B., Arango, I., and Chan, C. K. (1975). "Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes,"*Report No. EERC 75–28*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., and Chung, R. M. (1985). "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 12, 1425–1445.

SKEMPTON, A. W. (1957). "Discussion: The Planning and Design of New Hong Kong Airport," *Proceedings*, Institute of Civil Engineers, London, Vol. 7, 305–307.

SKEMPTON, A. W. (1986). "Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 3, 425–447.

SOWERS, G. B., and SOWERS, G. F. (1970). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 3rd ed., Macmillan, New York.

STROUD, M. (1974). "SPT in Insensitive Clays," *Proceedings*, European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2.2, 367–375.

STOKOE, K. H., and WOODS, R. D. (1972). "In Situ Shear Wave Velocity by Cross-Hole Method," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM5, pp. 443–460. WOLFF, T. F. (1989). "Pile Capacity Prediction Using Parameter Functions," in *Predicted and Observed Axial Behavior of Piles, Results of a Pile Prediction Symposium*, sponsored by Geotechnical Engineering Division, ASCE, Evanston, IL, June 1989, ASCE Geotechnical Special Publication No. 23, 96–106.

CAPÍTULO 13

Estabilidad de taludes

13.1 Introducción

A una superficie de suelo expuesto que se sitúa en un ángulo con la horizontal se le llama *talud sin restricciones*. La pendiente puede ser natural o construida. Si la superficie del suelo no es horizontal, un componente de la gravedad hará que el suelo se mueva hacia abajo, como se muestra en la figura 13.1. Si la pendiente es lo suficientemente grande, puede ocurrir falla de la pendiente, es decir, la masa de suelo en la zona *abcdea* puede deslizarse hacia abajo. La fuerza motriz supera la resistencia del suelo al corte a lo largo de la superficie de ruptura.

En muchos casos se espera que los ingenieros civiles realicen cálculos para comprobar la seguridad de los taludes naturales, taludes de excavaciones y terraplenes compactados. Este proceso, llamado *análisis de estabilidad del talud*, implica la determinación y la comparación del corte desarrollado a lo largo de la superficie de ruptura más probable con la resistencia del suelo al corte.

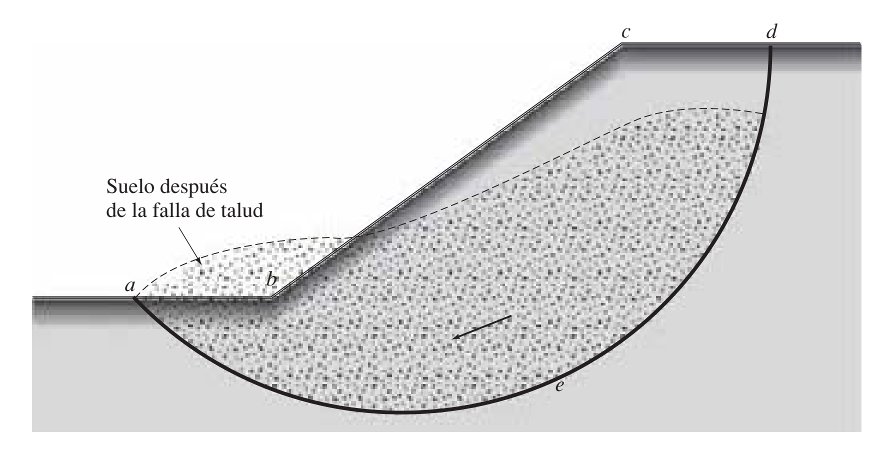


Figura 13.1 Falla de talud

El análisis de la estabilidad de un talud no es una tarea fácil. La evaluación de variables tales como la estratificación del suelo y sus parámetros de resistencia al corte en el lugar puede llegar a ser una tarea formidable. Las filtraciones a través del talud y la elección de una superficie de deslizamiento potencial añaden complejidad al problema. En este capítulo se explican los principios básicos que intervienen en el análisis de estabilidad de taludes.

13.2 Factor de seguridad

La tarea del ingeniero encargado de analizar la estabilidad de taludes es determinar el factor de seguridad. En general, el factor de seguridad se define como

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \tag{13.1}$$

donde

FS_s = factor de seguridad con respecto a la resistencia
τ_f = resistencia media del suelo al corte
τ_d = esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla

La resistencia al corte de un suelo consiste de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se puede expresar como

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \tag{13.2}$$

donde

c' = cohesión
ϕ' = ángulo de fricción de drenado
σ' = esfuerzo normal efectivo en la superficie potencial de falla

De una manera similar, también podemos escribir

$$\tau_d = c'_d + \sigma' \tan \phi'_d \tag{13.3}$$

donde c'_d y ϕ'_d son, respectivamente, la cohesión eficaz y el ángulo de fricción que se desarrollan a lo largo de la superficie potencial de falla. Sustituyendo las ecuaciones (13.2) y (13.3) en la ecuación (13.1), obtenemos

$$FS_s = \frac{c' + \sigma' \tan \phi'}{c'_d + \sigma' \tan \phi'_d} \tag{13.4}$$

Ahora podemos introducir algunos otros aspectos del factor de seguridad, es decir, el factor de seguridad con respecto a la cohesión, $FS_c{}'$, y el factor de seguridad con respecto a la fricción, $FS_{\phi'}$. Éstos se definen como sigue:

$$FS_{c'} = \frac{c'}{c'_d} \tag{13.5}$$

y

$$FS_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} \qquad (13.6)$$

Cuando se comparan las ecuaciones (13.4), (13.5) y (13.6), vemos que cuando FS_c' llega a ser igual a $FS_{\phi'}$, que es el factor de seguridad con respecto a la resistencia. O, si

$$\frac{c'}{c'_d} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d}$$

podemos escribir

$$FS_s = FS_{c'} = FS_{\phi'} \qquad (13.7)$$

Cuando FS_s es igual a 1, el talud está en un estado de fallo inminente. En general, un valor de 1.5 para el factor de seguridad con respecto a la resistencia es aceptable para el diseño de un talud estable.

13.3 Estabilidad de taludes infinitos

Al considerar el problema de la estabilidad de taludes, podemos comenzar con el caso de un talud infinito, como se muestra en la figura 13.2. Un talud infinito es aquel en el que H es mucho mayor que la altura del talud. La resistencia del suelo al corte puede ser dada por la ecuación (13.2)

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Vamos a evaluar el factor de seguridad contra una posible falla del talud a lo largo del plano AB situado a una profundidad H por debajo de la superficie del suelo. La falla del talud se puede producir por el movimiento del suelo por encima del plano AB de derecha a izquierda.

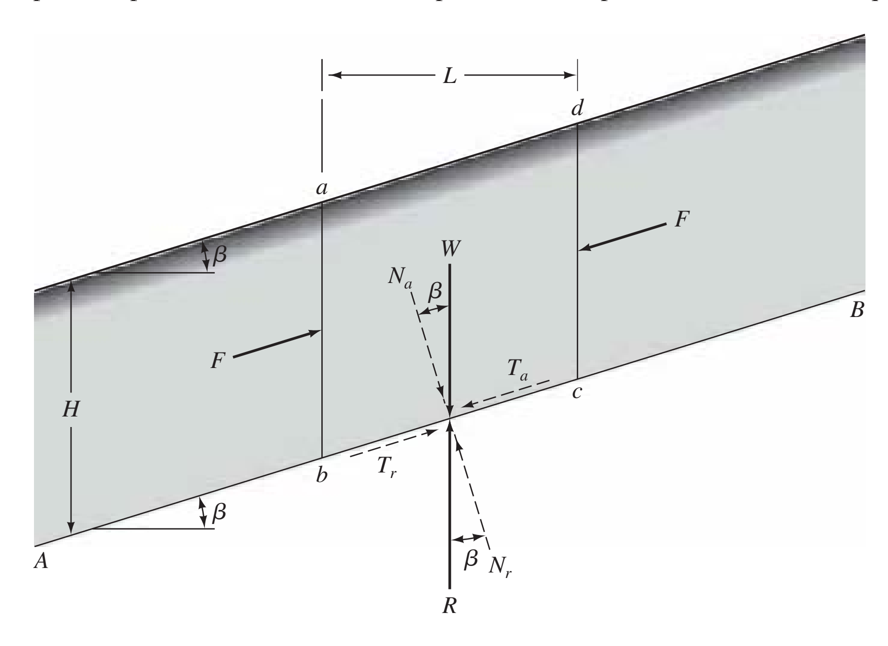


Figura 13.2 Análisis de un talud infinito (sin filtraciones)

Consideremos un elemento de talud, *abcd*, que tiene una unidad de longitud perpendicular al plano de la sección mostrada. Las fuerzas, F, que actúan sobre las caras *ab* y *cd* son iguales y opuestas y pueden ser ignoradas. El peso efectivo del elemento de suelo es (con la presión del agua intersticial igual a 0)

$$W = (\text{volumen del elemento de suelo}) \times (\text{peso unitario del suelo}) = \gamma LH \tag{13.8}$$

El peso, W, se puede reducir a dos componentes:

1. Fuerza perpendicular al plano $AB = N_a = W \cos \beta = \gamma LH \cos \beta$.
2. Fuerza paralela al plano $AB = T_a = W \operatorname{sen} \beta = \gamma LH \operatorname{sen} \beta$. Note que ésta es la fuerza que tiende a causar el deslizamiento a lo largo del plano.

Por lo tanto, la tensión normal efectiva σ' y el esfuerzo de corte τ en la base del elemento pendiente puede ser dado como

$$\sigma' = \frac{N_a}{\text{área de la base}} = \frac{\gamma LH \cos \beta}{\left(\dfrac{L}{\cos \beta}\right)} = \gamma H \cos^2 \beta \tag{13.9}$$

y

$$\tau = \frac{T_a}{\text{área de la base}} = \frac{\gamma LH \operatorname{sen} \beta}{\left(\dfrac{L}{\cos \beta}\right)} = \gamma H \cos \beta \operatorname{sen} \beta \tag{13.10}$$

La reacción con el peso W es una fuerza igual y opuesta R. Los componentes normal y tangencial de R con respecto al plano AB son N_r y T_r:

$$N_r = R \cos \beta = W \cos \beta \tag{13.11}$$

$$T_r = R \operatorname{sen} \beta = W \operatorname{sen} \beta \tag{13.12}$$

Para el equilibrio, la resistencia al esfuerzo de corte que se desarrolla en la base del elemento es igual a $(T_r) = (\text{área de la base}) = \gamma H \operatorname{sen} \beta \cos \beta$. Esto también puede escribirse en la forma [ecuación (13.3)]

$$\tau_d = c'_d + \sigma' \tan \phi'_d$$

El valor del esfuerzo normal efectivo está dado por la ecuación (13.9). La sustitución de la ecuación (13.9) en la ecuación (13.3) produce

$$\tau_d = c'_d + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi'_d \tag{13.13}$$

Por lo tanto,

$$\gamma H \operatorname{sen} \beta \cos \beta = c'_d + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi'_d$$

o

$$\begin{aligned} \frac{c'_d}{\gamma H} &= \operatorname{sen} \beta \cos \beta - \cos^2 \beta \tan \phi'_d \\ &= \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi'_d) \end{aligned} \tag{13.14}$$

El factor de seguridad con respecto a la resistencia fue definido en la ecuación (13.7), de donde

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'}{FS_s} \quad \text{y} \quad c'_d = \frac{c'}{FS_s} \tag{13.15}$$

Sustituyendo las relaciones anteriores en la ecuación (13.14), obtenemos

$$FS_s = \frac{c'}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \tag{13.16}$$

Para suelos granulares, $c' = 0$, y el factor de seguridad, FS_s, se hace igual a $(\tan \phi')/(\tan \beta)$. Esto indica que, en talud infinito en la arena, el valor de FS_s es independiente de la altura H, y el talud es estable, siempre y cuando $\beta < \phi'$. El ángulo ϕ' para suelos no cohesivos se llama *ángulo de reposo*.

Si un suelo posee cohesión y fricción, la profundidad del plano a lo largo del cual se produce el equilibrio crítico puede ser determinado al sustituir $FS_s = 1$ y $H = H_{cr}$ en la ecuación (13.16). Por lo tanto,

$$H_{cr} = \frac{c'}{\gamma} \frac{1}{\cos^2 \beta(\tan \beta - \tan \phi')} \tag{13.17}$$

Si hay filtración a través del suelo y el nivel freático coincide con la superficie del suelo, como se muestra en la figura 13.3, el factor de seguridad con respecto a la resistencia se puede obtener como

$$FS_s = \frac{c'}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \tag{13.18}$$

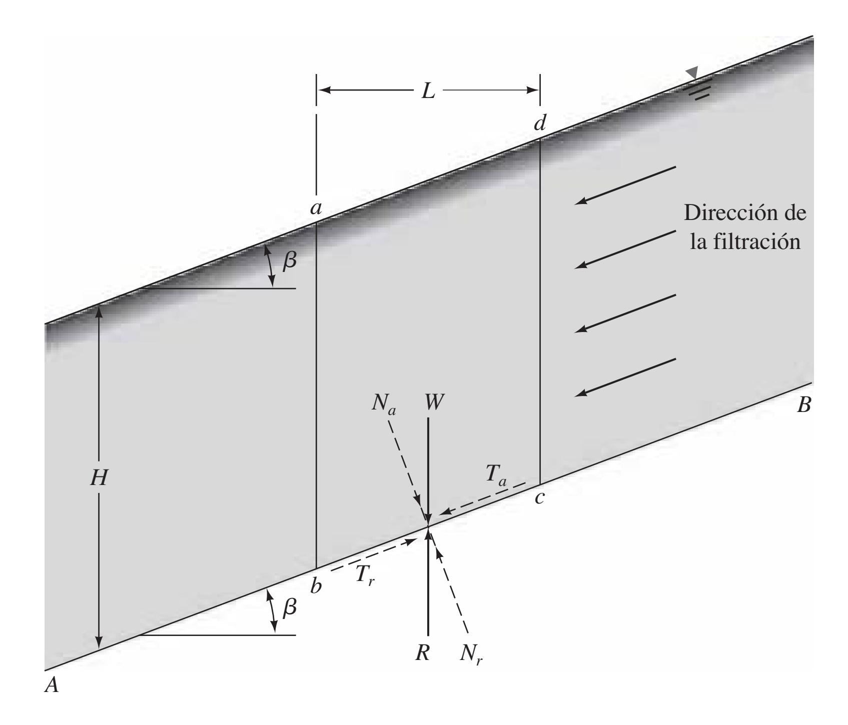


Figura 13.3 Talud infinito con filtración

donde

γ_{sat} = peso unitario del suelo saturado
γ' = peso unitario efectivo del suelo

Ejemplo 13.1

En la figura 13.4 se muestra un talud infinito. Los parámetros de la fuerza de corte en la interfase de suelo y roca son los siguientes: $c' = 18$ kN/m^2, $\phi' = 25°$.

a. Si $H = 8$ m y $\beta = 20°$, encuentre el factor de seguridad contra el deslizamiento sobre la superficie de la roca.
b. Si $\beta = 30°$, halle la altura, H, para la que $F_s = 1$.

Solución

Inciso a
Dada $\rho = 1900$ kg/m^3, así que el peso unitario del suelo

$$\gamma = \rho g = \frac{1900 \times 9.81}{1000} = 18.64 \text{ kN/m}^3$$

De la ecuación (13.16)

$$FS_s = \frac{c'}{\gamma H \cos^2\beta \tan\beta} + \frac{\tan\phi'}{\tan\beta}$$
$$= \frac{18}{(18.64)(8)(\cos 20)^2(\tan 20)} + \frac{\tan 25}{\tan 20}$$
$$= 0.376 + 1.28 = \mathbf{1.656}$$

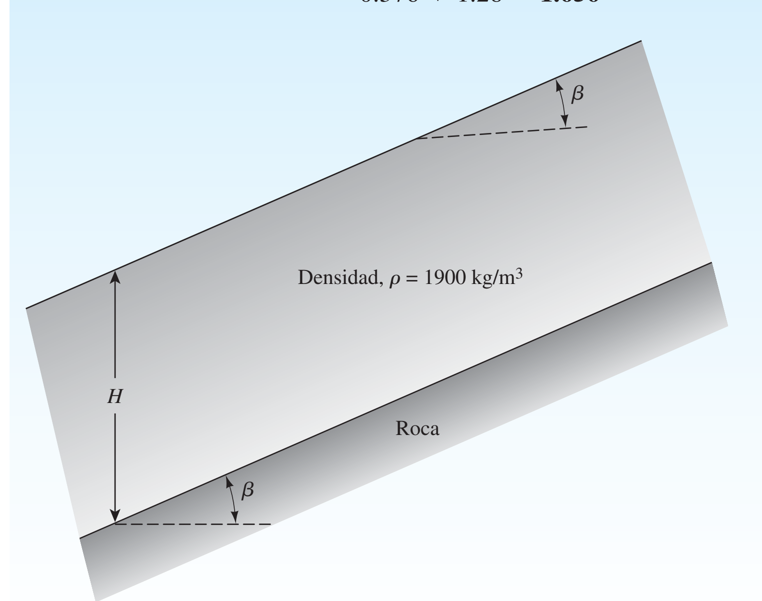


Figura 13.4

Inciso b

De la ecuación (13.17)

$$H_{cr} = \frac{c'}{\gamma}\frac{1}{\cos^2\beta(\tan\beta - \tan\phi')}$$

$$= \frac{18}{18.64}\frac{1}{\cos^2 30(\tan 30 - \tan 25)}$$

$$= \mathbf{11.6\ m}$$

Ejemplo 13.2

Consulte la figura 13.4. Si hubo infiltración a través del suelo y el nivel freático coincidió con la superficie del suelo, ¿cuál sería el valor de F_s? Utilice $H = 8$ m, $\rho_{sat} = 1900$ kg/m^3 y $\beta = 20°$.

Solución

$$\gamma_{sat} = 18.64 \text{ kN/m}^3, \text{ y } \gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3. \text{ Así}$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 18.64 - 9.81 = 8.83 \text{ kN/m}^3$$

De la ecuación (13.18)

$$FS_s = \frac{c'}{\gamma_{sat} H \cos^2\beta \tan\beta} + \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}}\frac{\tan\phi'}{\tan\beta}$$

$$= \frac{18}{(18.64)(8)(\cos 20)^2 \tan 20} + \frac{8.83}{18.64}\frac{\tan 25}{\tan 20}$$

$$= 0.376 + 0.606 = \mathbf{0.982}$$

13.4 Taludes finitos

Cuando el valor de H_{cr} se aproxima a la altura del talud, éste generalmente se considerará finito. Cuando se analiza la estabilidad de un talud definido en un suelo homogéneo, por simplicidad, tenemos que hacer una suposición acerca de la forma general de la superficie de falla potencial. Aunque existe una considerable evidencia de que las fallas de los taludes suelen aparecer en las superficies de falla curvas, Culmann (1875) aproxima la superficie de falla potencial como un avión. El factor de seguridad, el FS_s, calculado mediante la aproximación de Culmann da muy buenos resultados sólo para laderas casi verticales. Después de una extensa investigación de fallas de pendientes en la década de 1920, una comisión geotécnica sueca recomienda que la superficie real de deslizamiento se puede aproximar a ser circularmente cilíndrica.

Desde ese momento los análisis de estabilidad de talud más convencionales se han hecho suponiendo que la curva de potencial de deslizamiento es un arco de círculo. Sin embargo, en muchas circunstancias (por ejemplo, las presas zonificadas y cimentaciones en los estratos débiles), el análisis de estabilidad con plano de falla de deslizamiento es más apropiado y produce excelentes resultados.

Análisis de talud finito con plano de falla superficial (método de Culmann)

Este análisis se basa en la suposición de que la falla de un talud se produce a lo largo de un plano cuando el esfuerzo medio de corte que tiende a causar el deslizamiento es mayor que la resistencia del suelo al corte. Además, el plano más crítico es el que tiene una razón mínima de la resistencia del suelo al corte a la tensión media de corte que tiende a causar la falla.

La figura 13.5 muestra un talud de la altura H. La pendiente se eleva en un ángulo β con la horizontal. AC es un plano de prueba de falla. Si tenemos en cuenta una longitud unitaria perpendicular a la sección del talud, el peso de la cuña $ABC = W$:

$$
\begin{aligned}
W &= \frac{1}{2}(H)(\overline{BC})(1)(\gamma) \\
&= \frac{1}{2}H(H\cot\theta - H\cot\beta)\gamma \\
&= \frac{1}{2}\gamma H^2\left[\frac{\operatorname{sen}(\beta-\theta)}{\operatorname{sen}\beta\,\operatorname{sen}\theta}\right]
\end{aligned}
\tag{13.19}
$$

Las componentes normal y tangencial de W con respecto al plano AC son las siguientes:

$$
\begin{aligned}
N_a &= \text{componente normal} = W\cos\theta \\
&= \frac{1}{2}\gamma H^2\left[\frac{\operatorname{sen}(\beta-\theta)}{\operatorname{sen}\beta\,\operatorname{sen}\theta}\right]\cos\theta
\end{aligned}
\tag{13.20}
$$

$$
\begin{aligned}
T_a &= \text{componente tangencial} = W\operatorname{sen}\theta \\
&= \frac{1}{2}\gamma H^2\left[\frac{\operatorname{sen}(\beta-\theta)}{\operatorname{sen}\beta\,\operatorname{sen}\theta}\right]\operatorname{sen}\theta
\end{aligned}
\tag{13.21}
$$

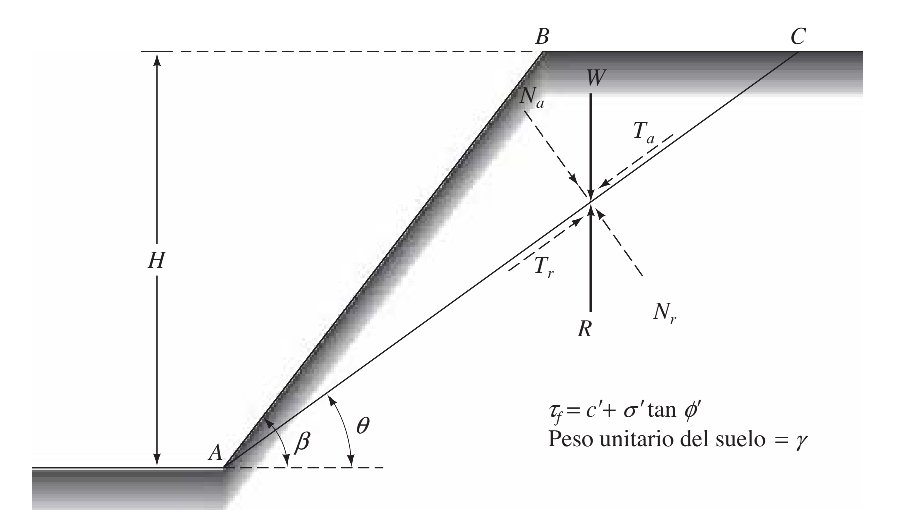


Figura 13.5 Análisis de un talud finito: método de Culmann

El esfuerzo normal efectivo promedio y el esfuerzo cortante en el plano AC se pueden dar por

$$\begin{aligned}\sigma' &= \text{esfuerzo normal efectivo promedio}\\ &= \frac{N_a}{(\overline{AC})(1)} = \frac{N_a}{\left(\dfrac{H}{\text{sen}\,\theta}\right)}\\ &= \frac{1}{2}\gamma H\left[\frac{\text{sen}(\beta-\theta)}{\text{sen}\,\beta\,\text{sen}\,\theta}\right]\cos\theta\,\text{sen}\,\theta \end{aligned} \tag{13.22}$$

y

$$\begin{aligned}\tau &= \text{esfuerzo de corte promedio}\\ &= \frac{T_a}{(\overline{AC})(1)} = \frac{T_a}{\left(\dfrac{H}{\text{sen}\,\theta}\right)}\\ &= \frac{1}{2}\gamma H\left[\frac{\text{sen}(\beta-\theta)}{\text{sen}\,\beta\,\text{sen}\,\theta}\right]\text{sen}^2\,\theta \end{aligned} \tag{13.23}$$

El esfuerzo de corte promedio resistivo desarrollado a lo largo del plano AC también se puede expresar como

$$\begin{aligned}\tau_d &= c'_d + \sigma'\tan\phi'_d\\ &= c'_d + \frac{1}{2}\gamma H\left[\frac{\text{sen}(\beta-\theta)}{\text{sen}\,\beta\,\text{sen}\,\theta}\right]\cos\theta\,\text{sen}\,\theta\tan\phi_d \end{aligned} \tag{13.24}$$

Ahora, a partir de las ecuaciones (13.23) y (13.24), tenemos

$$\frac{1}{2}\gamma H\left[\frac{\text{sen}(\beta-\theta)}{\text{sen}\,\beta\,\text{sen}\,\theta}\right]\text{sen}^2\,\theta = c'_d + \frac{1}{2}\gamma H\left[\frac{\text{sen}(\beta-\theta)}{\text{sen}\,\beta\,\text{sen}\,\theta}\right]\cos\theta\,\text{sen}\,\theta\tan\phi'_d \tag{13.25}$$

o

$$c'_d = \frac{1}{2}\gamma H\left[\frac{\text{sen}(\beta-\theta)(\text{sen}\,\theta-\cos\theta\tan\phi'_d)}{\text{sen}\,\beta}\right] \tag{13.26}$$

La expresión en la ecuación (13.26) se deduce del plano prueba de falla AC. En un esfuerzo para determinar el plano de falla crítico, se utiliza el principio de máximos y mínimos (para un valor dado de ϕ'_d) para encontrar el ángulo en el que la cohesión desarrollada sería máxima. Por lo tanto, la primera derivada de c'_d con respecto a θ es igual a 0, o

$$\frac{\partial c'_d}{\partial\theta} = 0 \tag{13.27}$$

Ya que γ, H y β son constantes en la ecuación (13.26), tenemos

$$\frac{\partial}{\partial\theta}[\text{sen}(\beta-\theta)(\text{sen}\,\theta-\cos\theta\tan\phi'_d)] = 0 \tag{13.28}$$

Al resolver la ecuación (13.28) se obtiene el valor crítico, o

$$\theta_{cr} = \frac{\beta + \phi'_d}{2} \tag{13.29}$$

Sustituyendo del valor de $\theta = \theta_{cr}$ en la ecuación (13.26) da como resultado

$$c'_d = \frac{\gamma H}{4}\left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi'_d)}{\operatorname{sen}\beta \cos \phi'_d}\right] \tag{13.30}$$

La altura máxima del talud para el que se produce el equilibrio crítico se puede obtener mediante la sustitución de $c'_d = c'$ y $\phi'_d = \phi'$ en la ecuación (13.30). Por lo tanto,

$$H_{cr} = \frac{4c'}{\gamma}\left[\frac{\operatorname{sen}\beta \cos \phi'}{1 - \cos(\beta - \phi')}\right] \tag{13.31}$$

Ejemplo 13.3

Un corte debe ser hecho en un suelo que tiene $\gamma = 17$ kN/m^3, $c' = 40$ kN/m^2 y $\phi' = 15$º. El lado de corte del talud hará un ángulo de 30º con la horizontal. ¿Qué profundidad de corte del talud tendrá un factor de seguridad, FS_s, de 3?

Solución

Se tiene que $\phi' = 15$º y $c' = 40$ kN/m^2. Si $FS_s = 3$, entonces, $FS_{c'}$ y $FS_{\phi'}$ deben ser iguales a 3. Tenemos

$$FS_{c'} = \frac{c'}{c'_d}$$

o

$$c'_d = \frac{c'}{FS_{c'}} = \frac{c'}{FS_s} = \frac{40}{3} = 13.33 \text{ kN/m}^2$$

Del mismo modo,

$$FS_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d}$$

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'}{FS_{\phi'}} = \frac{\tan \phi'}{FS_s} = \frac{\tan 15}{3}$$

o

$$\phi'_d = \tan^{-1}\left[\frac{\tan 15}{3}\right] = 5.1°$$

Sustituyendo los valores anteriores de c'_d y ϕ'_d en la ecuación (13.31) se obtiene

$$H = \frac{4c'_d}{\gamma}\left[\frac{\operatorname{sen}\beta \cos \phi'_d}{1 - \cos(\beta - \phi'_d)}\right] = \frac{4 \times 13.33}{17}\left[\frac{\operatorname{sen} 30 \cos 5.1}{1 - \cos(30 - 5.1)}\right] \approx \mathbf{16.8\ m}$$

13.5 Análisis de un talud finito con una superficie cilíndrica de falla general

En general, la falla del talud se produce en uno de los siguientes modos (figura 13.6):

1. Cuando la falla se produce de tal manera que la superficie de deslizamiento se cruza con el talud en o por encima de su punta, que se denomina *falla de talud* (figura 13.6a). El círculo de falla se conoce como *círculo de punta*, si pasa a través de la punta del talud, y como *círculo pendiente* si pasa por encima de la punta del talud. Bajo ciertas circunstancias es posible tener una falla de talud poco profunda, tal como se muestra en la figura 13.6b.
2. Cuando la falla se produce de tal manera que la superficie de deslizamiento pasa a cierta distancia por debajo de la punta del talud, se le llama *falla de base* (figura 13.6c). El círculo de falla en el caso de la falla de base se llama *círculo de punto medio*.

En general, los procedimientos de análisis de estabilidad pueden dividirse en dos clases principales:

1. *Procedimiento de la masa*. En este caso la masa del suelo por encima de la superficie de deslizamiento se toma como una unidad. Este procedimiento es útil cuando se supone que el suelo que forma el talud es homogéneo, aunque éste no es el caso en la mayoría de los taludes naturales.
2. *Método de dovelas*. En este procedimiento el suelo por encima de la superficie de deslizamiento se divide en una serie de cortes paralelos verticales. Se calcula la

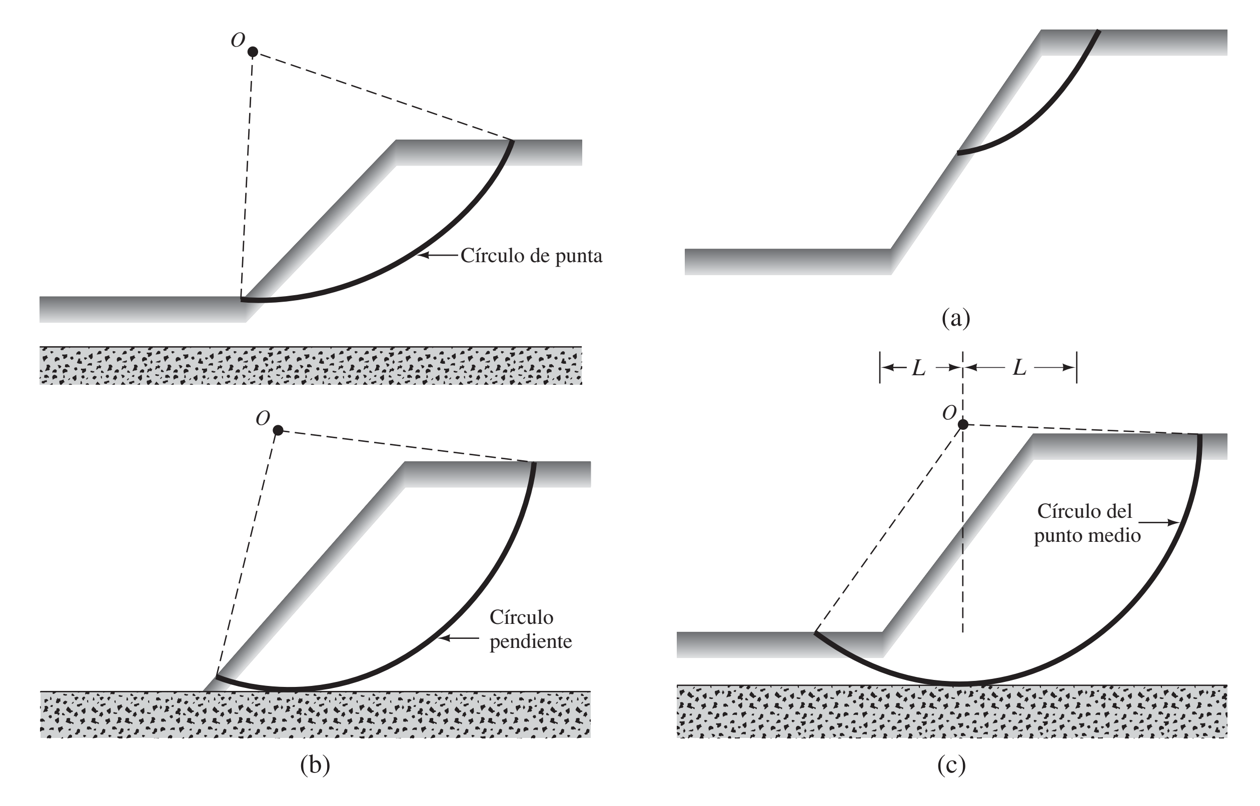


Figura 13.6 Modos de falla de un talud finito: (a) falla de talud; (b) falla superficial de talud; (c) falla de base

estabilidad de cada una de las dovelas por separado. Ésta es una técnica versátil en la que la no homogeneidad de los suelos y la presión de agua intersticial pueden ser tomadas en consideración. También representa la variación del esfuerzo normal a lo largo de la superficie potencial de falla.

Los fundamentos del análisis de estabilidad de taludes mediante el procedimiento de masas y el método de dovelas se presentan en las siguientes secciones.

13.6 Procedimiento de masa del análisis de estabilidad (superficie circular de falla cilíndrica)

A. Taludes en suelo arcilloso homogéneo $\phi = 0$ (condición sin drenaje)

La figura 13.7 muestra un talud en un suelo homogéneo. Se supone que la resistencia al corte del suelo sin drenaje es constante con la profundidad y puede ser dada por $\tau_f = c_u$. Para realizar el análisis de estabilidad, elegimos una curva de prueba de potencial de deslizamiento *AED*, que es un arco de un círculo que tiene un radio *r*. El centro del círculo se encuentra en *O*. Considerando la unidad de longitud perpendicular a la sección del talud, podemos obtener el peso total del suelo por encima de la curva *AED* como $W = W_1 = W_2$, donde

$$W_1 = (\text{área de } FCDEF)(\gamma)$$

y

$$W_2 = (\text{área de } ABFEA)(\gamma)$$

Tenga en cuenta que γ = peso unitario del suelo saturado.

La falla del talud se puede producir por el deslizamiento de la masa del suelo. El momento de la fuerza motriz sobre *O* para causar inestabilidad del talud es

$$M_d = W_1 l_1 - W_2 l_2 \tag{13.32}$$

donde l_1 y l_2 son los brazos de momento.

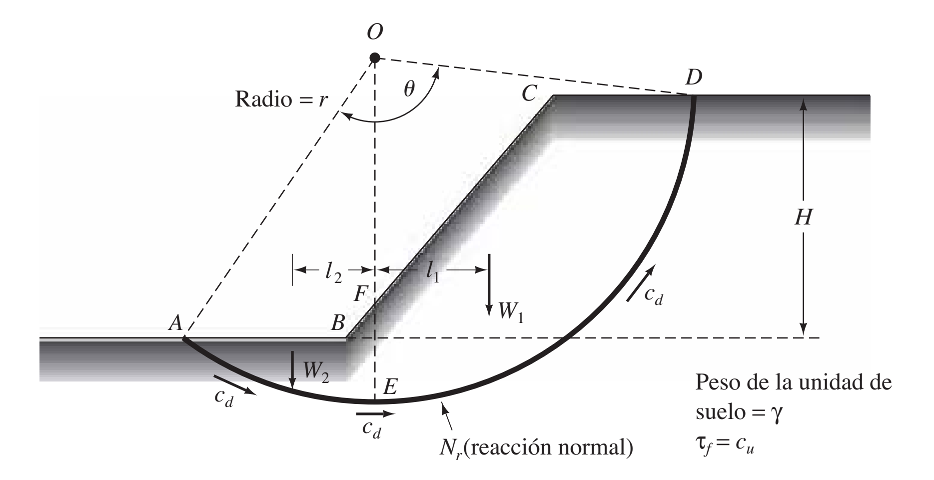


Figura 13.7 Análisis de estabilidad del talud en suelo de arcilla homogénea ($\phi = 0$)

La resistencia al deslizamiento se deriva de la cohesión que actúa a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento. Si c_d es la cohesión que necesita ser desarrollada, entonces el momento de las fuerzas de resistencia sobre O es

$$M_R = c_d(\widehat{AED})(1)(r) = c_d r^2 \theta \tag{13.33}$$

Para el equilibrio, $M_R = M_d$; por lo tanto,

$$c_d r^2 \theta = W_1 l_1 - W_2 l_2$$

o

$$c_d = \frac{W_1 l_1 - W_2 l_2}{r^2 \theta} \tag{13.34}$$

El factor de seguridad contra deslizamiento puede ahora ser encontrado:

$$FS_s = \frac{\tau_f}{c_d} = \frac{c_u}{c_d} \tag{13.35}$$

Observe que la curva de posibilidades de deslizamiento, AED, se eligió arbitrariamente. La superficie crítica es aquella para la cual la relación de c_u de c_d es un mínimo. En otras palabras, c_d es máxima. Para encontrar la superficie crítica para el deslizamiento se realiza una serie de ensayos para diferentes círculos de prueba. El valor mínimo del factor de seguridad obtenido de este modo es el factor de seguridad contra el deslizamiento de la pendiente, y el círculo correspondiente es el círculo crítico.

Los problemas de estabilidad de este tipo fueron resueltos analíticamente por Fellenius (1927) y Taylor (1937). Para el caso de los *círculos críticos*, la cohesión desarrollada puede ser expresada por la relación

$$c_d = \gamma H m$$

o

$$\frac{c_d}{\gamma H} = m \tag{13.36}$$

Note que el término m en el lado derecho de la ecuación anterior es adimensional y se conoce como *número de estabilidad*. La altura crítica (es decir, $FS_s = 1$) del talud se puede evaluar mediante la sustitución de $H = H_{cr}$ y $c_d = c_u$ (movilización completa de la resistencia al corte sin drenaje) en la ecuación (13.36). Por lo tanto,

$$H_{cr} = \frac{c_u}{\gamma m} \tag{13.37}$$

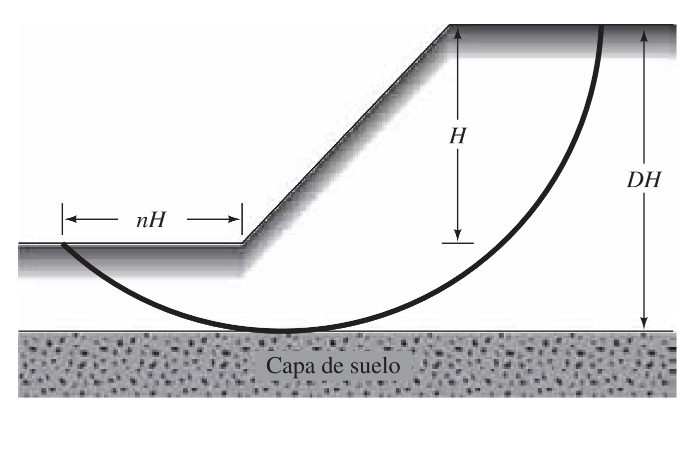


Figura 13.8 Definición de parámetros para una falla de círculo del punto medio

En la figura 13.8 se dan los valores del número de estabilidad m para diversos ángulos de pendiente β. Terzaghi y Peck (1967) utilizaron el término $\gamma H/c_d$, el recíproco de m, y lo llamaron *factor de estabilidad*. La figura 13.8 se debe utilizar con cuidado. Tenga en cuenta que es válida para taludes de arcilla saturada y es aplicable únicamente a condiciones no drenadas ($\phi = 0$).

En referencia a la figura 13.8, tenga en cuenta estos aspectos:

1. Para ángulo de inclinación β mayor que 53º, el círculo crítico es siempre un círculo de punta. La ubicación del centro del círculo crítico de punta puede ser encontrado con la ayuda de la figura 13.9.
2. Para $\beta < 53º$, el círculo crítico puede ser uno de punta, pendiente o del punto medio, dependiendo de la ubicación de la base firme bajo el talud. Esto se conoce como *función de profundidad*, que se define como

$$D = \frac{\text{distancia vertical desde la parte superior del talud a la base firme}}{\text{altura del talud}} \tag{13.38}$$

3. Cuando el círculo crítico es un círculo del punto medio (es decir, la superficie de falla es tangente a la base firme), su posición se puede determinar con la ayuda de la figura 13.10.
4. El valor máximo posible del número de estabilidad para la falla en el círculo del punto medio es 0.181.

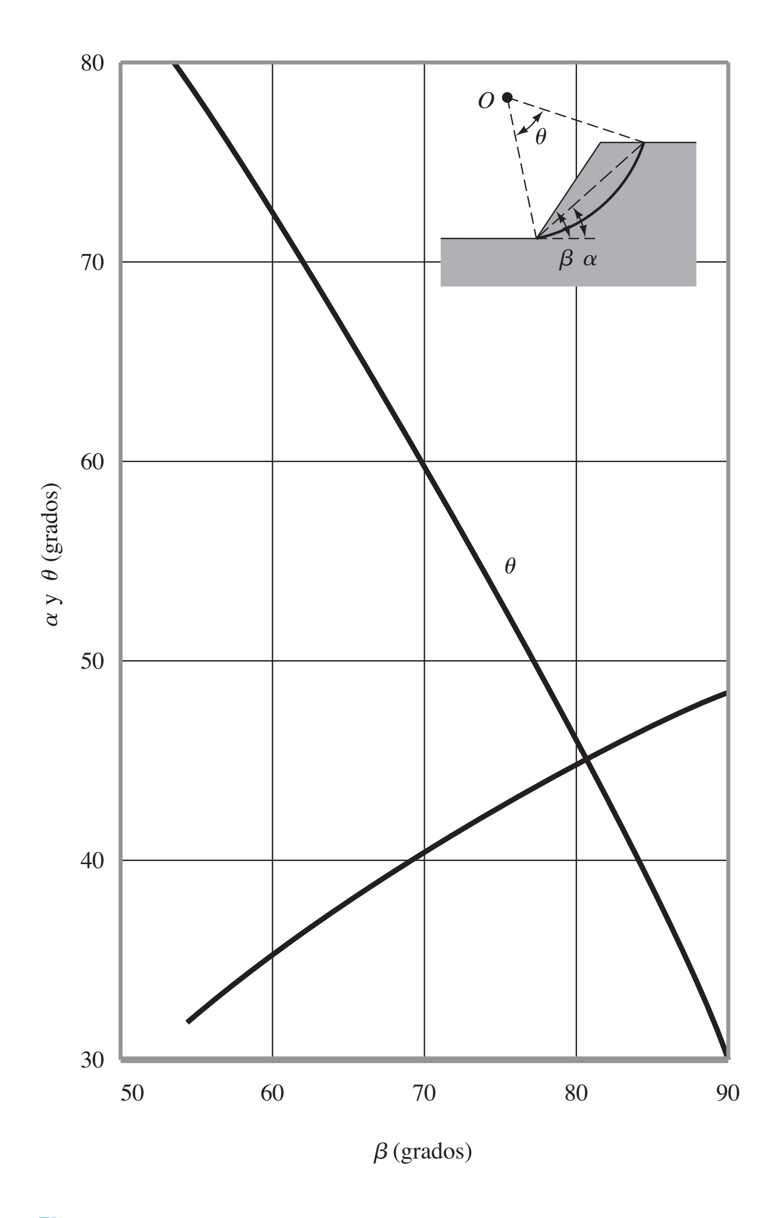


Figura 13.9 Localización del centro de los círculos críticos para $\beta > 53°$

Fellenius (1927) también investigó el caso de los círculos críticos de punta del talud con $\beta < 53°$. La ubicación de éstos puede ser determinada con el uso de la figura 13.11 y la tabla 13.1. Observe que estos círculos críticos de punta no son necesariamente los círculos más críticos que existen.

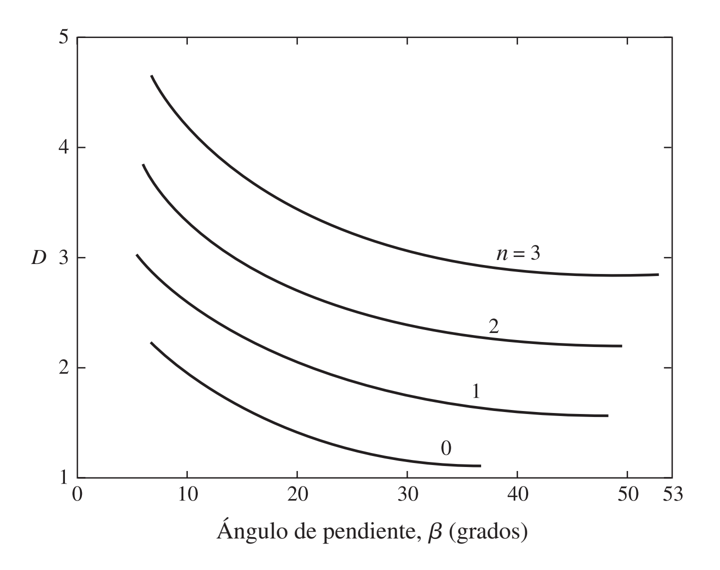


Figura 13.10 Localización del círculo del punto medio (Basado en Fellenius, 1927, y Terzaghi y Peck, 1967)

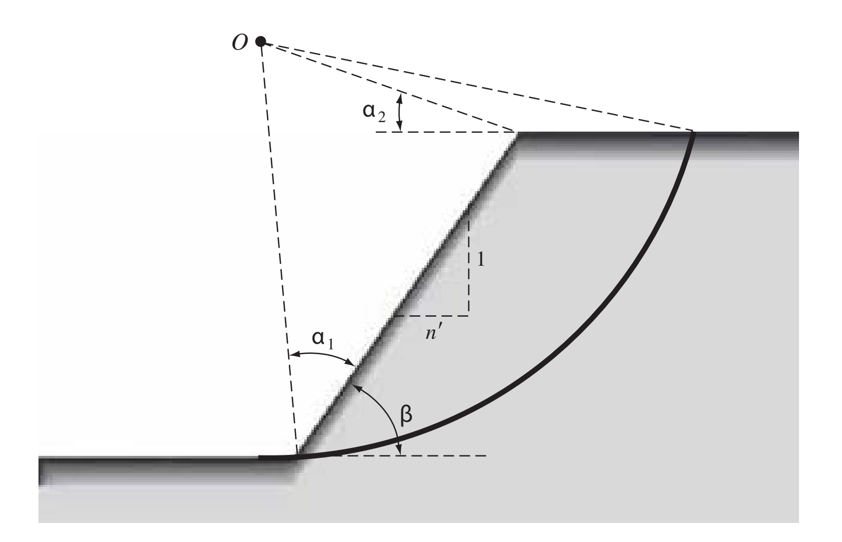


Figura 13.11 Localización del centro de los círculos críticos de punta para $\beta < 53°$ (Basado en Fellenius, 1927)

Tabla 13.1 Localización del centro de los círculos críticos de punta ($\beta < 53°$)

n'	β (grados)	α_1 (grados)	α_2 (grados)
1.0	45	28	37
1.5	33.68	26	35
2.0	26.57	25	35
3.0	18.43	25	35
5.0	11.32	25	37

Nota: para datos de n', β, α_1 y α_2, vea la figura 13.11

Ejemplo 13.4

Un talud de corte de arcilla saturada (figura 13.12) forma un ángulo de 60º con la horizontal

a. Determine la profundidad máxima hasta la que el corte se podría hacer. Suponga que la superficie crítica para el deslizamiento es circularmente cilíndrica. ¿Cuál será la naturaleza del círculo fundamental (es decir, punta, pendiente o punto medio)?

b. Haciendo referencia al inciso a**,** determine la distancia del punto de intersección del círculo crítico de falla desde el borde superior del talud.

c. ¿A qué profundidad se debe hacer el corte si se requiere un factor de seguridad de 2 contra el deslizamiento?

Solución

Inciso a

Ya que el ángulo de la pendiente $\beta = 60º > 53º$, el círculo crítico es un **círculo de punta**. A partir de la figura 13.8, para $\beta = 60º$, $m = 0.195$. Usando la ecuación (13.37), se tiene

$$H_{cr} = \frac{c_u}{\gamma m} = \frac{35}{(18)(0.195)} = \mathbf{9.97\ m}$$

Inciso b

Consulte la figura 13.13. Para el círculo crítico, se tiene

$$\overline{BC} = \overline{EF} = \overline{AF} - \overline{AE} = H_{cr}(\cot \alpha - \cot 60°)$$

De la figura 13.9, para $\beta = 60º$ la magnitud de α es 35º; por lo tanto

$$\overline{BC} = 9.97\ (\cot 35 - \cot 60) = \mathbf{8.48\ m}$$

Inciso c

La cohesión desarrollada es

$$c_d = \frac{c_u}{FS_s} = \frac{35}{2} = 17.5\ \text{kN/m}^2$$

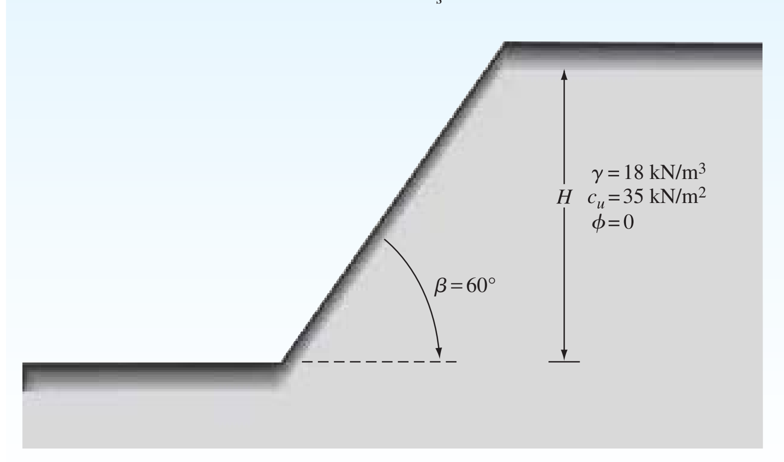


Figura 13.12

De la figura 13.8, para $\beta = 60°$, $m = 0.195$. Por lo tanto, se tiene

$$H = \frac{c_d}{\gamma m} = \frac{17.5}{(18)(0.195)} = \mathbf{4.99\ m}$$

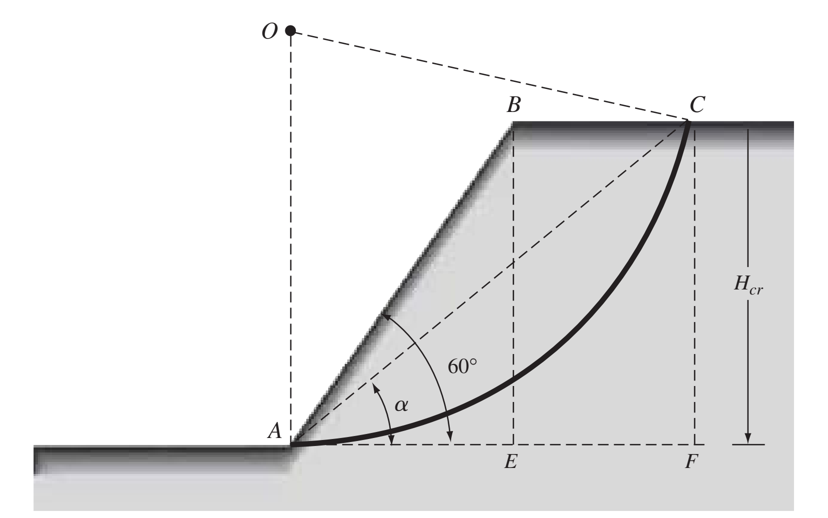


Figura 13.13

Ejemplo 13.5

Un talud de corte fue excavado en una arcilla saturada. La pendiente hace un ángulo de 40º con la horizontal. La falla del talud se produjo cuando el corte llegó a una profundidad de 6.1 m. Exploraciones de suelo anteriores mostraron que una capa de roca se encuentra a una profundidad de 9.15 m. Asuma una condición no drenada y $\gamma_{sat} = 17.29\ \text{kN/m}^3$.

a. Determine la cohesión no drenada de la arcilla (utilice la figura 13.8).
b. ¿Cuál fue la naturaleza del círculo crítico?
c. Con referencia a la punta del talud, ¿a qué distancia se cruza la superficie de deslizamiento con el fondo de la excavación?

Solución

Inciso a

Haciendo referencia a la figura 13.8, encontramos

$$D = \frac{9.15}{6.1} = 1.5$$

$$\gamma_{sat} = 17.29\ \text{kN/m}^3$$

$$H_{cr} = \frac{c_u}{\gamma m}$$

De la figura 13.8, para $\beta = 40º$ y $D = 1.5$, $m = 0.175$. Por lo tanto, se tiene

$$c_u = (H_{cr})(\gamma)(m) = (6.1)(17.29)(0.175) = \mathbf{18.5\ kN/m^2}$$

Inciso b
Círculo del punto medio

Inciso c
De la figura 13.10, para $D = 1.5$ y $\beta = 40º$, $n = 0.9$, por lo que

$$\text{distance} = (n)(H_{cr}) = (0.9)(6.1) = \mathbf{5.49\ m}$$

B. Taludes en suelo homogéneo con $\phi > 0$

En la figura 13.14a se muestra un talud en un suelo homogéneo. La resistencia del suelo al corte está dada por

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Se supone que la presión de agua intersticial es 0. $\widehat{AC}$ es un arco circular de prueba que pasa a través de la punta del talud y O es el centro del círculo. Teniendo en cuenta la longitud unitaria perpendicular a la sección del talud, encontramos

$$\text{peso del suelo cuña } ABC = W = (\text{área de } ABC)(\gamma)$$

Para el equilibrio, las siguientes fuerzas están actuando en la cuña:

1. C'_d: la resultante de la fuerza cohesiva que es igual a la cohesión unitaria desarrollada multiplicada por la longitud de la cuerda $\overline{AC}$. La magnitud de C'_d está dada por (figura 13.14b)

$$C'_d = c'_d(\overline{AC}) \tag{13.39}$$

   C'_d actúa en una dirección paralela a la cuerda AC (figura 13.14b) y a una distancia a desde el centro del círculo O tal que

$$C'_d(a) = c'_d(\widehat{AC})r$$

   o

$$a = \frac{c'_d(\widehat{AC})r}{C'_d} = \frac{\widehat{AC}}{\overline{AC}}r \tag{13.40}$$

2. F: la resultante de las fuerzas normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento. En equilibrio, la línea de acción de F pasará a través del punto de intersección de la línea de acción de W y C'_d.

Ahora, si suponemos que la fricción completa es movilizada ($\phi'_d = \phi'$ o $FS_{\phi'} = 1$), entonces la línea de acción de F formará un ángulo ϕ' con una normal al arco y, por lo tanto, será tangente a un círculo con su centro en O y radio r sen ϕ'. Este círculo es denominado *círculo de fricción.* En realidad, el radio del círculo de fricción es un poco más grande que r sen ϕ'.

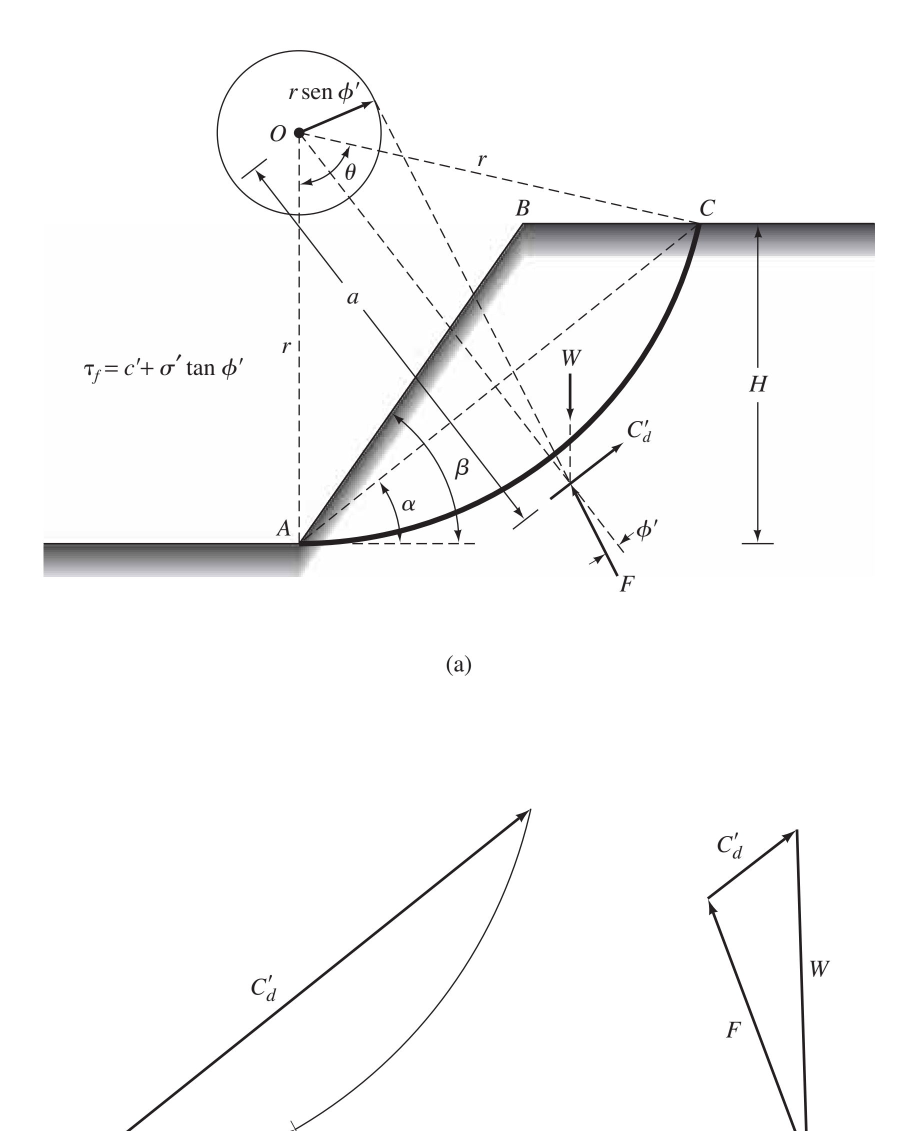


Figura 13.14 Análisis de taludes en suelos homogéneos con $\phi' > 0$

Dado que se conocen las direcciones de W, C'_d y F, así como la magnitud de W, podemos trazar un polígono de fuerzas tal como se muestra en la figura 13.14c. La magnitud de C'_d se puede determinar a partir del polígono de fuerzas. Así que se puede encontrar la cohesión unitaria desarrollada:

$$c'_d = \frac{C'_d}{\overline{AC}}$$

La determinación de la magnitud de c'_d descrita anteriormente se basa en una superficie de prueba de deslizamiento. Se deben hacer varios ensayos para obtener la superficie de deslizamiento más crítica a lo largo de la cual la cohesión desarrollada es un máximo. Por lo tanto, es posible expresar la cohesión máxima desarrollada a lo largo de la superficie crítica como

$$c'_d = \gamma H[f(\alpha, \beta, \theta, \phi')] \qquad (13.41)$$

Para el equilibrio crítico, es decir, $FS_{c'} = FS_{\phi'} = FS_s = 1$, podemos sustituir $H = H_{cr}$ y $c'_d = c'$ en la ecuación (13.41):

$$c' = \gamma H_{cr}[f(\alpha, \beta, \theta, \phi')]$$

o

$$\frac{c'}{\gamma H_{cr}} = f(\alpha, \beta, \theta, \phi') = m \qquad (13.42)$$

donde m = número de estabilidad. Los valores de m para diversos valores de ϕ' y β se dan en la figura 13.15, que se basa en el análisis de Taylor (1937). Esto puede ser usado para determinar el factor de seguridad, F_s, del talud homogéneo. El procedimiento para realizar el análisis es el siguiente:

1. Determinar c', ϕ', γ, β y H.
2. Supongamos varios valores de ϕ'_d. (*Nota*: $\phi'_d \leq \phi'$, tal que $\phi'_{d(1)}$, $\phi'_{d(2)}$. . . . ; columna 1 de la tabla 13.2.)
3. Determinar $FS_{\phi'}$ para cada valor supuesto de ϕ'_d como (columna 2, tabla 13.2)

$$FS_{\phi'(1)} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_{d(1)}}$$

$$FS_{\phi'(2)} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_{d(2)}}$$

4. Para cada valor asumido de ϕ'_d y β, determinar m (es decir, m_1, m_2, m_3,. . . .) de la figura 13.15 (columna 3, tabla 13.2).
5. Determinar la cohesión desarrollada para cada valor de m como (columna 4, tabla 13.2)

$$c'_{d(1)} = m_1 \gamma H$$

$$c'_{d(2)} = m_2 \gamma H$$

6. Calcular $FS_{c'}$ para cada valor de c'_d (columna 5, tabla 13.2), o

$$FS_{c'(1)} = \frac{c'}{c'_{d(1)}}$$

$$FS_{c'(2)} = \frac{c'}{c'_{d(2)}}$$

7. Trazar la curva de $FS_{\phi'}$ vs. la correspondiente $FS_{c'}$ (figura 13.16) y determinar $FS_s = FS_{\phi'} = FS_{c'}$.

Un ejemplo de la determinación de FS_s mediante el procedimiento antes descrito se da en el ejemplo 13.7.

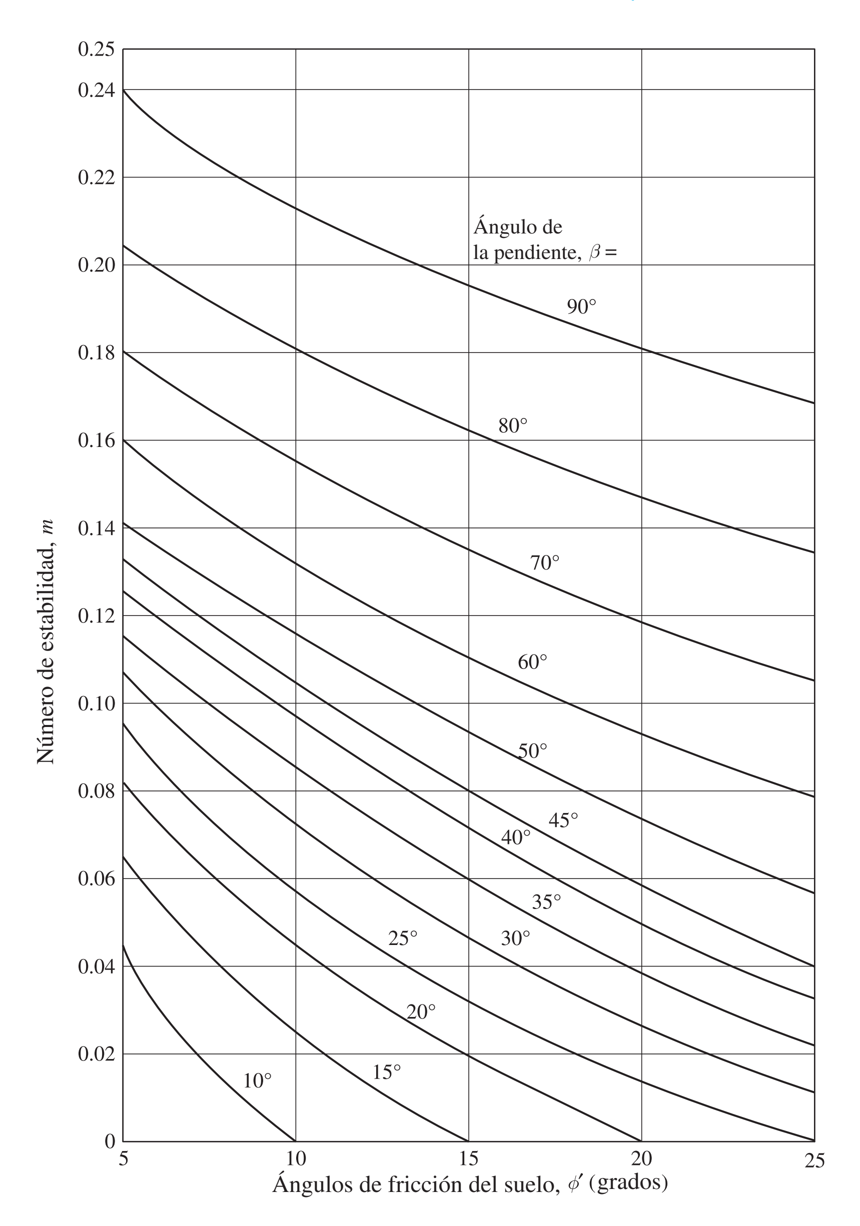


Figura 13.15 Número de estabilidad de Taylor

Tabla 13.2 Determinación de FS_s por el método del círculo de fricción

ϕ'_d (1)	$FS_{\phi'} = \dfrac{\tan\phi'}{\tan\phi'_d}$ (2)	m (3)	c'_d (4)	$FS_{c'}$ (5)
$\phi'_{d(1)}$	$\dfrac{\tan\phi'}{\tan\phi'_{d(1)}}$	m_1	$m_1\gamma H = c'_{d(1)}$	$\dfrac{c'}{c'_{d(1)}} = FS_{c'(1)}$
$\phi'_{d(2)}$	$\dfrac{\tan\phi'}{\tan\phi'_{d(2)}}$	m_2	$m_2\gamma H = c'_{d(2)}$	$\dfrac{c'}{c'_{d(2)}} = FS_{c'(2)}$

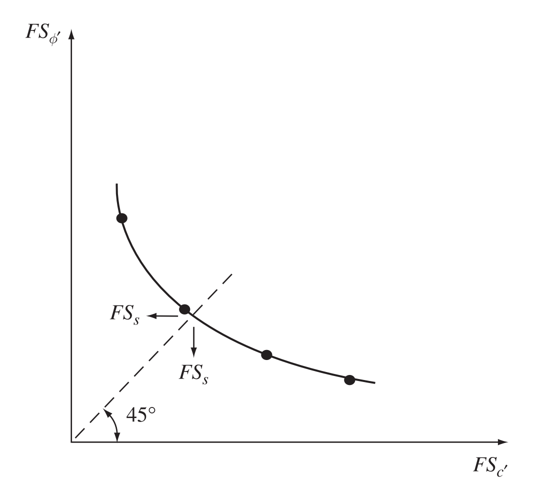


Figura 13.16 Gráfica de $FS_{\phi'}$ vs. $FS_{c'}$ para determinar FS_s

Usando el método del círculo de fricción de Taylor para la estabilidad del talud (como se muestra en el ejemplo 13.7) Singh (1970) proporcionó gráficas de factores de seguridad iguales, el FS_s, para diversos taludes. Utilizando los resultados de Singh (1970), las variaciones de $c'/\gamma H$ con factor de seguridad (FS_s) para varios ángulos de fricción (ϕ') se representan gráficamente en la figura 13.17. Las figuras 13.18a y b muestran los contornos de ángulo de pendiente β en gráficas de $\dfrac{c'}{\gamma H}$ frente ϕ' para el $FS_s = 3$ y 2, respectivamente.

Más recientemente, Michalowski (2002) hizo un análisis de estabilidad de taludes simples utilizando el método cinemático del análisis límite aplicado a un mecanismo de colapso de rotación rígida. La superficie de falla en el suelo supuesta en este estudio es un arco de una espiral logarítmica (figura 13.19). Los resultados de este estudio se resumen en la figura 13.20, de la que FS_s puede obtenerse directamente.

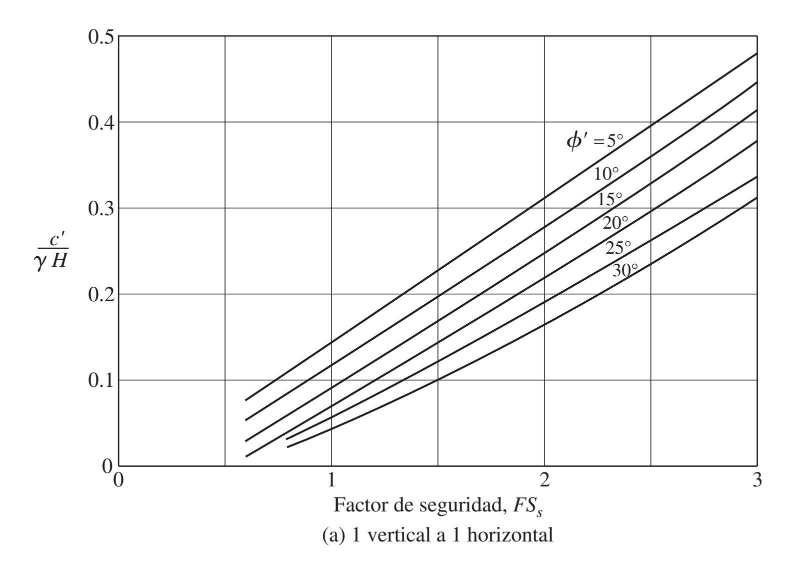
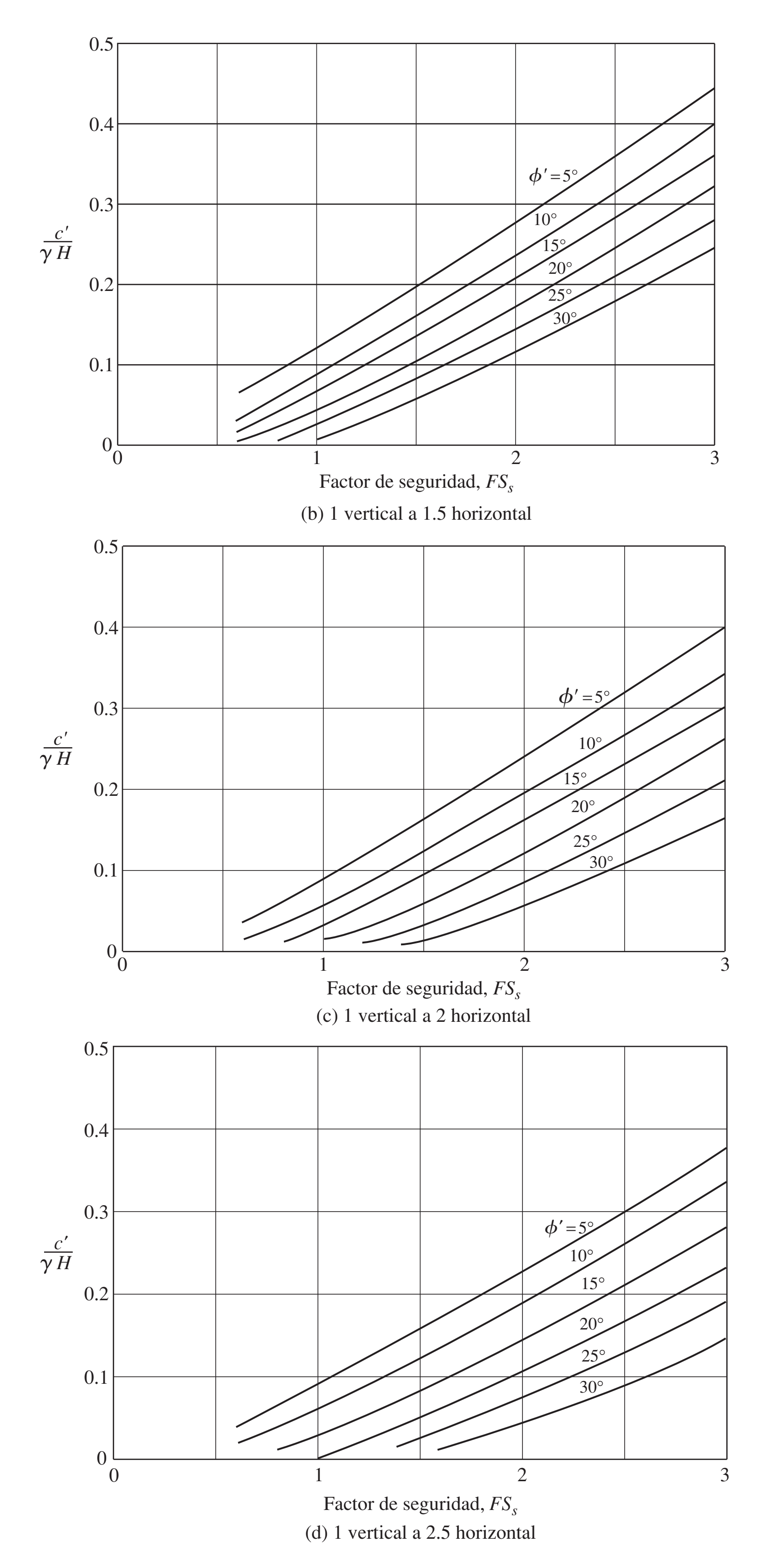


Figura 13.17 Gráfica de $c'/\gamma H$ frente a FS_s, para varios taludes y ϕ' (Basado en Singh, 1970)



(b) 1 vertical a 1.5 horizontal

(c) 1 vertical a 2 horizontal

(d) 1 vertical a 2.5 horizontal

Figura 13.17 *(continuación)*

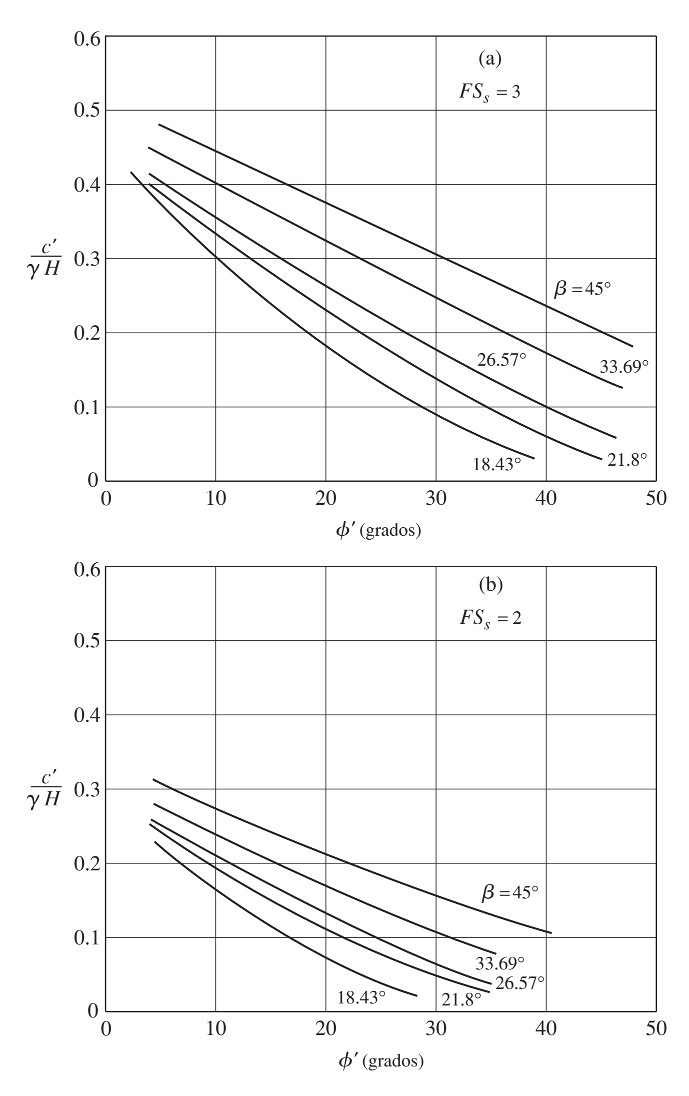


Figura 13.18 Contornos del ángulo de pendiente β para (a) $FS_s = 3$; (b) $FS_s = 2$ (Basado en Singh, 1970)

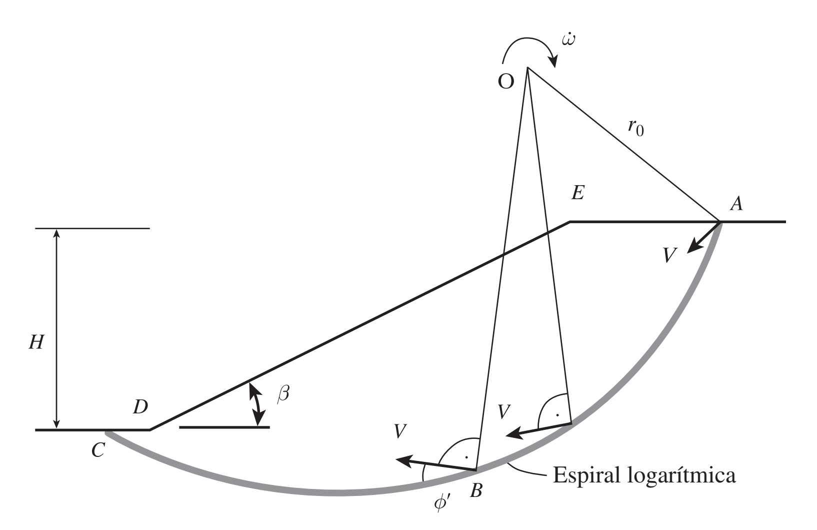
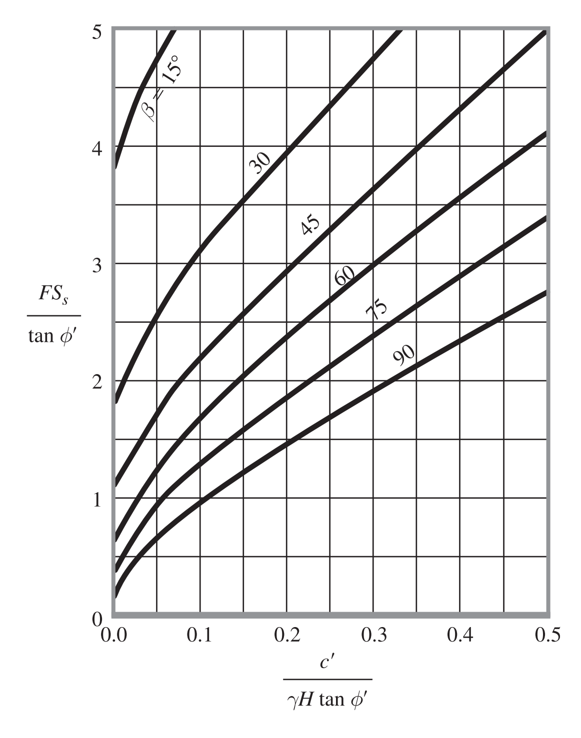


Figura 13.19 Análisis de estabilidad usando el mecanismo de colapso rotacional



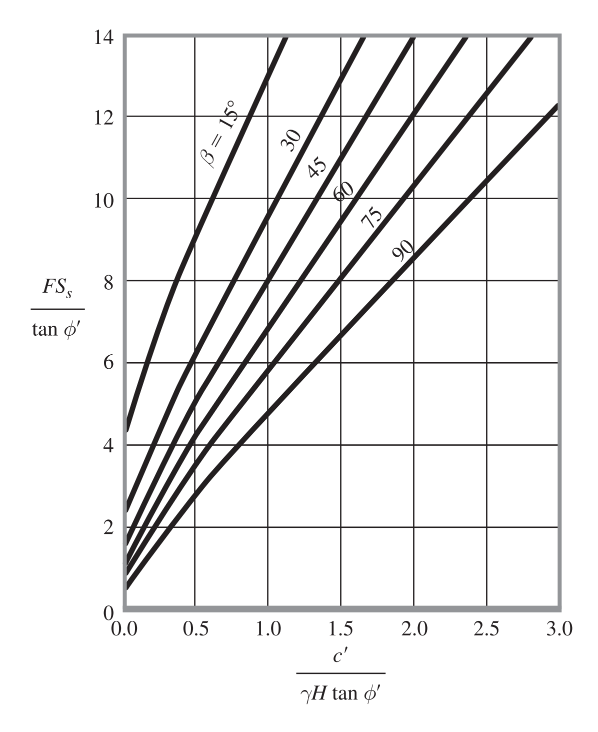


Figura 13.20 Análisis de estabilidad de Michalowski de taludes simples

Ejemplo 13.6

Halle la altura crítica de un talud con $\beta = 45°$ que será construido con un suelo que tiene $\phi' = 20°$ y $c' = 15$ kN/m^2. El peso unitario del suelo compactado será de 17 kN/m^3.

Solución

Tenemos

$$m = \frac{c'}{\gamma H_{cr}}$$

De la figura 13.15, para $\beta = 45°$ y $\phi' = 20°$, $m = 0.062$. Por lo tanto

$$H_{cr} = \frac{c'}{\gamma m} = \frac{15}{17 \times 0.062} = \mathbf{14.2\ m}$$

Ejemplo 13.7

En la figura 13.21a se muestra un talud. Determine el factor de seguridad con respecto a la resistencia. Utilice la figura 13.15.

Solución

Si suponemos que la fricción completa se moviliza, entonces se hace referencia a la figura 13.15 (para $\beta = 30°$ y $\phi'_d = \phi' = 20°$), obtenemos

$$m = 0.025 = \frac{c'_d}{\gamma H}$$

o

$$c'_d = (0.025)(16)(12) = 4.8 \text{ kN/m}^2$$

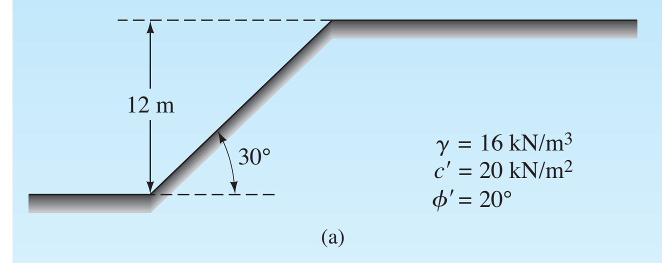
Por lo tanto,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 20}{\tan 20} = 1$$

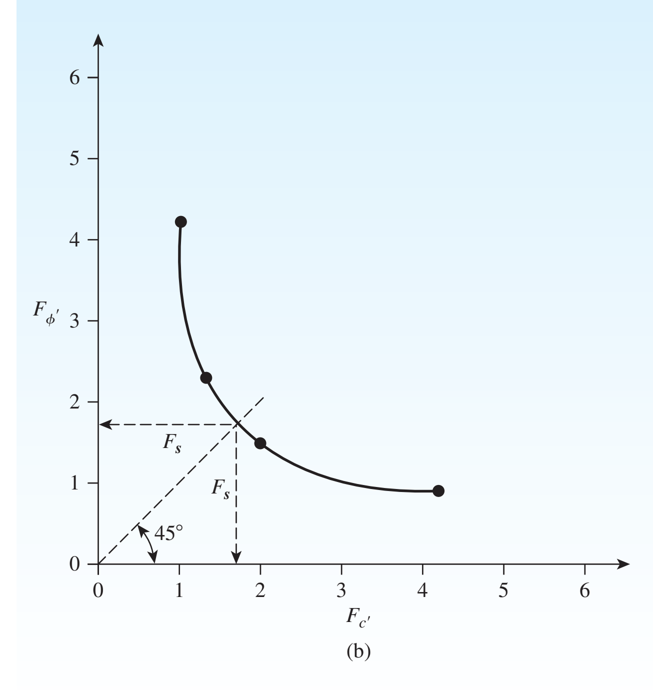
y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{20}{4.8} = 4.17$$

Ya que $F_{c'} \neq F_{\phi'}$, éste no es el factor de seguridad con respecto a la resistencia.



(a)



(b)

Figura 13.21

Ahora hagamos otra prueba. Dejemos que el ángulo de fricción desarrollada, ϕ'_d, sea igual a 15°. Para $\beta = 30°$ y el ángulo de fricción igual a 15°,

$$m = 0.046 = \frac{c'_d}{\gamma H} \qquad \text{(figura 13.15)}$$

o

$$c'_d = 0.046 \times 16 \times 12 = 8.83 \text{ kN/m}^2$$

Para esta prueba,

$$F_{\phi'} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} = \frac{\tan 20}{\tan 15} = 1.36$$

y

$$F_{c'} = \frac{c'}{c'_d} = \frac{20}{8.83} = 2.26$$

Se pueden hacer cálculos similares de $F_{\phi'}$ y $F_{c'}$ para varios valores supuestos de ϕ'_d que aparecen en la tabla siguiente

ϕ'_d	$\tan \phi'_d$	$F_{\phi'}$	m	c'_d (kN/m^2)	$F_{c'}$
20	0.364	1	0.025	4.8	4.17
15	0.268	1.36	0.046	8.83	2.26
10	0.176	2.07	0.075	14.4	1.39
5	0.0875	4.16	0.11	21.12	0.95

En la figura 13.21b los valores de $F_{\phi'}$ han sido graficados en contra de sus valores correspondientes de $F_{c'}$, de los que obtenemos

$$F_{c'} = F_{\phi'} = F_s = \mathbf{1.73}$$

Ejemplo 13.8

Resuelva el ejemplo 13.7 utilizando la figura 13.20.

Solución

Dados $c' = 20$ kN/m^2, $\gamma = 16$ kN/m^3, $H = 12$ m, $\phi' = 20°$. Por lo que

$$\frac{c'}{\gamma H \tan \phi'} = \frac{20}{(16)(12)(\tan 20)} = 0.286$$

Con $\beta = 30°$ y $\dfrac{c'}{\gamma H \tan \phi'} = 0.286$, la figura 13.20 resulta en $\dfrac{F_s}{\tan \phi'} \approx 4.7$. Por lo tanto,

$$F_s = (4.7)(\tan 20°) = \mathbf{1.71}$$

13.7 Método de las dovelas o rebanadas

El análisis de estabilidad utilizando el método de las dovelas o rebanadas puede ser explicado por referencia a la figura 13.22a, en la que *AC* es un arco de un círculo que representa la superficie de la prueba de falla. El suelo por encima de la superficie de la prueba de falla se divide en varias dovelas verticales. La anchura de cada una de éstas no necesita ser la misma. Considerando la longitud unitaria perpendicular a la sección transversal mostrada, las fuerzas que actúan sobre una porción típica (dovela enésima) se muestran en la figura 13.22b. W_n es el peso efectivo de la dovela. Las fuerzas N_r y T_r son las componentes normal y tangencial de la reacción *R*, respectivamente. P_n y P_{n+1} son las fuerzas normales que actúan sobre los lados de la dovela. Del mismo modo, las fuerzas de corte que actúan sobre los lados de la dovela son T_n y T_{n+1}. Por simplicidad, se supone que la presión de agua intersticial es 0. Las fuerzas P_n, P_{n+1}, T_n y T_{n+1} son difíciles de determinar. Sin embargo, podemos hacer una suposición aproximada de que las resultantes de P_n y T_n son iguales en magnitud a las resultantes de P_{n+1} y T_{n+1}, y también que sus líneas de acción coinciden.

Para la consideración de equilibrio, tenemos

$$N_r = W_n \cos \alpha_n$$

La resistencia de la fuerza de corte se puede expresar como:

$$T_r = \tau_d(\Delta L_n) = \frac{\tau_f(\Delta L_n)}{FS_s} = \frac{1}{FS_s}[c' + \sigma' \tan \phi']\Delta L_n \tag{13.43}$$

El esfuerzo efectivo normal, σ', en la ecuación (13.43) es igual a

$$\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n}$$

Para el equilibrio de la cuña de ensayo *ABC*, el momento de la fuerza motriz sobre *O* es igual al momento de la fuerza de resistencia sobre *O*,

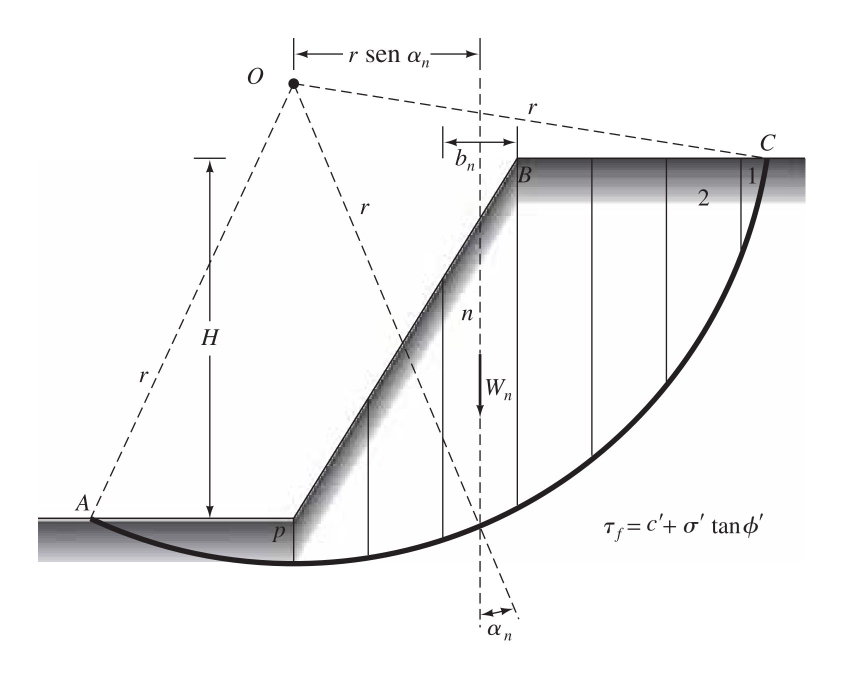
$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \operatorname{sen} \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{FS_s}\left(c' + \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \tan \phi'\right)(\Delta L_n)(r)$$

o

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi')}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \tag{13.44}$$

Nota: ΔL_n en la ecuación (13.44) es aproximadamente igual a $(b_n)/(\cos \alpha_n)$, donde b_n = ancho de la dovela *n*-ésima.

Observe que el valor de α_n puede ser positivo o negativo. El valor de α_n es positivo cuando la pendiente del arco está en el mismo cuadrante que la pendiente del terreno. Para encontrar el factor mínimo de seguridad, es decir, el factor de seguridad para el círculo crítico, deben



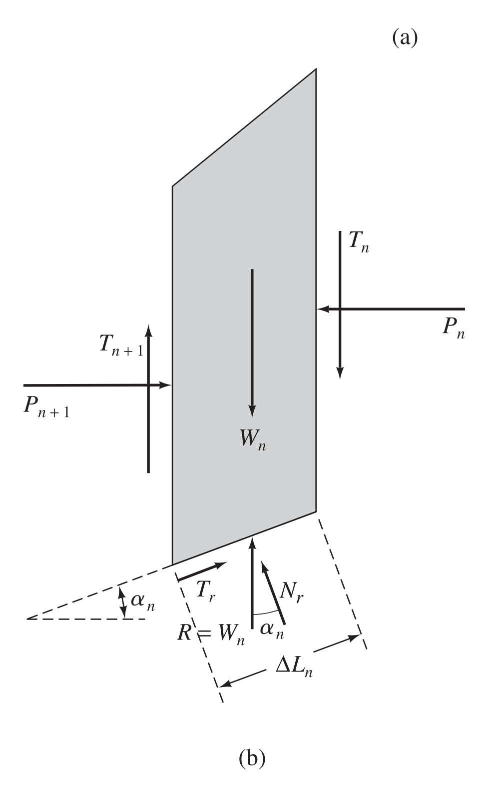


Figura 13.22 Análisis de estabilidad por el método ordinario de dovelas: (a) superficie de la prueba de falla; (b) fuerzas actuantes en la *n*-ésima dovela

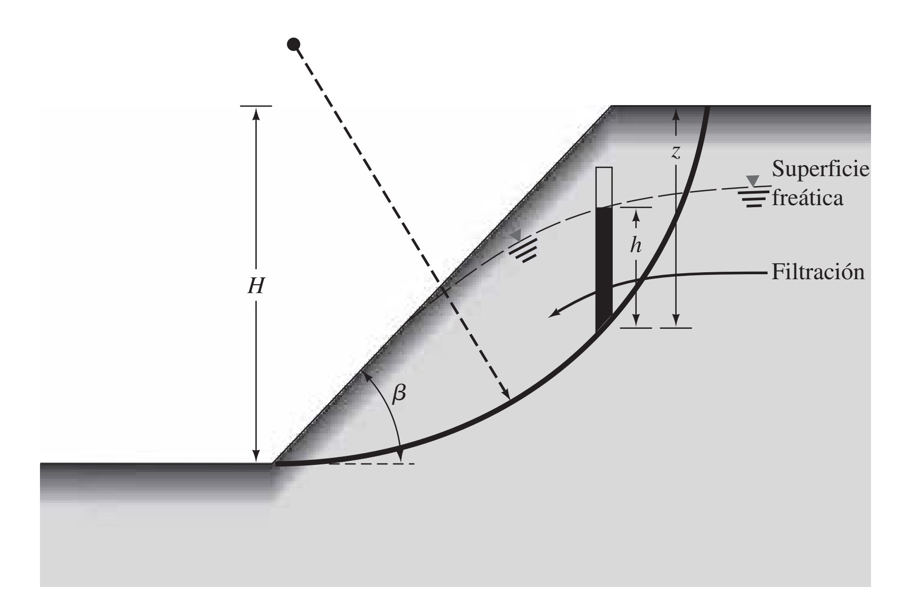


Figura 13.23 Estabilidad de los taludes con filtración estacionaria

hacerse pruebas cambiando el centro de la prueba círculo. Este método se conoce generalmente como el *método de dovelas ordinario*.

En el desarrollo de la ecuación (13.44), se supone que la presión de poros es cero. Sin embargo, para la filtración estacionaria a través de los taludes, que es la situación en muchos casos prácticos, la presión del agua intersticial tiene que ser tomada en consideración cuando se utilizan los parámetros de resistencia al corte eficaces. Así que tenemos que modificar ligeramente la ecuación (13.44).

La figura 13.23 muestra un talud a través del cual hay filtración estacionaria. Para la dovela n-ésima, la presión media de agua intersticial en la parte inferior de la dovela es igual a $u_n = h_n\gamma_w$. La fuerza total causada por la presión del agua intersticial en la parte inferior de la dovela n-ésima es igual a $u_n\,\Delta L_n$. Por lo tanto, la ecuación (13.44) para el método de dovelas ordinario se modificará para quedar como

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c'\,\Delta L_n + (W_n \cos\alpha_n - u_n\,\Delta L_n)]\tan\phi'}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen}\alpha_n} \quad (13.45)$$

Ejemplo 13.9

Para el talud que se muestra en la figura 13.24, encuentre el factor de seguridad contra el deslizamiento para la prueba de deslizamiento superficial de *AC*. Utilice el método de dovelas ordinario.

Solución

La cuña deslizante se divide en siete dovelas. Otros cálculos se muestran en la tabla.

Dovela núm. (1)	W (kN/m) (2)	α_n (grados) (3)	sen α_n (4)	cos α_n (5)	ΔL_n (m) (6)	W_n sen α_n (kN/m) (7)	W_n cos α_n (kN/m) (8)
1	22.4	70	0.94	0.342	2.924	21.1	6.7
2	294.4	54	0.81	0.588	6.803	238.5	173.1
3	435.2	38	0.616	0.788	5.076	268.1	342.94
4	435.2	24	0.407	0.914	4.376	177.1	397.8
5	390.4	12	0.208	0.978	4.09	81.2	381.8
6	268.8	0	0	1	4	0	268.8
7	66.58	−8	−0.139	0.990	3.232	−9.25	65.9
					Σ col. 6 = 30.501 m	Σ col. 7 = 776.75 kN/m	Σ col. 8 = 1637.04 kN/m

$$FS_s = \frac{(\sum \text{col. } 6)(c') + (\sum \text{col. } 8)\tan \phi'}{\sum \text{col. } 7}$$

$$= \frac{(30.501)(20) + (1637.04)(\tan 20)}{776.75} = \mathbf{1.55}$$

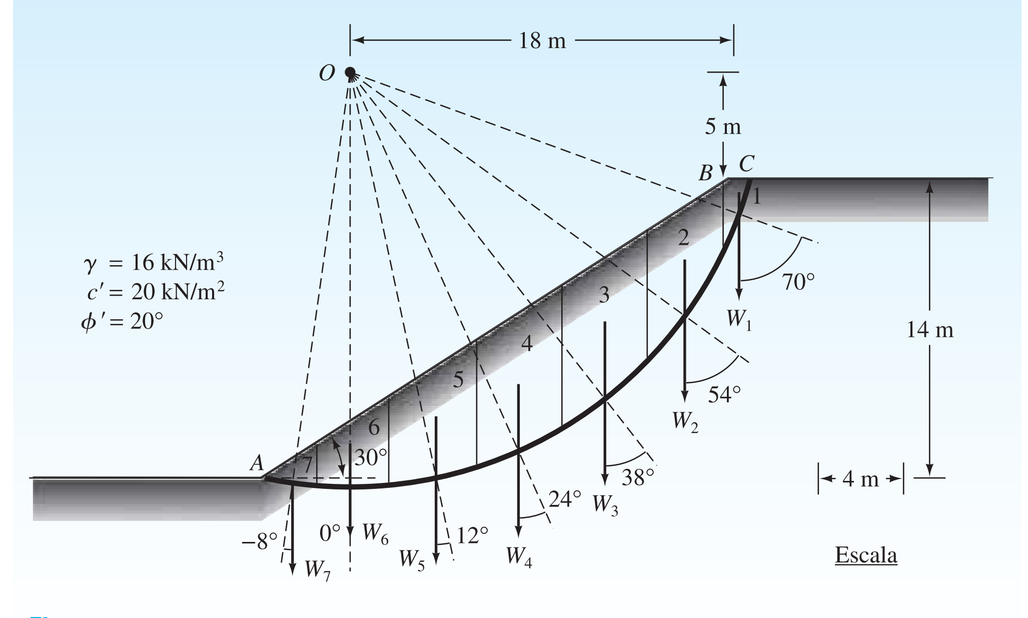


Figura 13.24

13.8 Método de dovelas simplificado de Bishop

En 1955, Bishop propuso una solución más refinada que el método de dovelas ordinario. En este método, el efecto de las fuerzas sobre los lados de cada dovela es representado en cierta medida. Podemos estudiar este método haciendo referencia al análisis del talud presentado en la

figura 13.22. Las fuerzas que actúan sobre el segmento enésimo mostradas en la figura 13.22b han sido redibujadas en la figura 13.25a. Ahora, sea $P_n - P_{n+1} = \Delta P$ y $T_n - T_{n+1} = \Delta T$. Asimismo, podemos escribir

$$T_r = N_r(\tan \phi'_d) + c'_d \Delta L_n = N_r\left(\frac{\tan \phi'}{FS_s}\right) + \frac{c' \Delta L_n}{FS_s} \tag{13.46}$$

La figura 13.25b muestra el polígono de fuerza para el equilibrio de la n-ésima dovela. Sumando las fuerzas en la dirección vertical obtenemos

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + \left[\frac{N_r \tan \phi'}{FS_s} + \frac{c' \Delta L_n}{FS_s}\right] \text{sen } \alpha_n$$

o

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \dfrac{c' \Delta L_n}{FS_s} \text{sen } \alpha_n}{\cos \alpha_n + \dfrac{\tan \phi' \text{ sen } \alpha_n}{FS_s}} \tag{13.47}$$

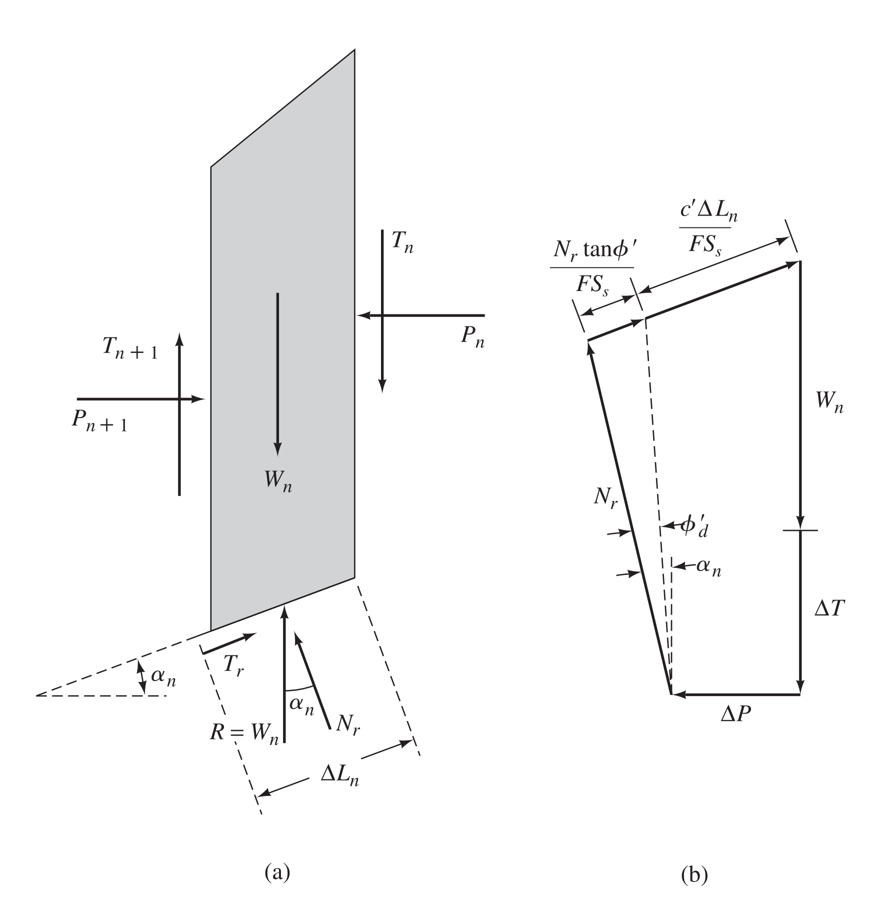


Figura 13.25 Método de dovelas simplificado de Bishop: (a) fuerzas actuantes sobre la n-ésima dovela; (b) polígono de fuerza para el equilibrio

Para el equilibrio de la cuña de prueba *ABC* (figura 13.22a), tomando el momento alrededor de *O* se obtiene

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \operatorname{sen} \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r r \tag{13.48}$$

donde $T_r = \frac{1}{FS_s}(c' + \sigma' \tan \phi')\Delta L_n$

$$= \frac{1}{FS_s}(c' \Delta L_n + N_r \tan \phi') \tag{13.49}$$

Sustituyendo las ecuaciones (13.47) y (13.49) en la ecuación (13.48), se obtiene

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \tan \phi' + \Delta T \tan \phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \tag{13.50}$$

donde

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi' \operatorname{sen} \alpha_n}{FS_s} \tag{13.51}$$

Por simplicidad, si $\Delta T = 0$, entonces la ecuación (13.50) se convierte en

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \tan \phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \tag{13.52}$$

Observe que el término FS_s está presente en ambos lados de la ecuación (13.52). Por lo tanto, hay que adoptar un procedimiento de ensayo y error para encontrar el valor de FS_s. Al igual que en el método de dovelas ordinario, debe investigarse un número de superficies de falla para encontrar la superficie crítica que proporciona el factor de seguridad mínimo. La figura 13.26 muestra la variación de $m_{\alpha(n)}$ [ecuación (13.51)], con α_n y $\tan \phi'/FS_s$.

El método simplificado de Bishop es probablemente el método más utilizado. Cuando se incorpora en los programas de computadora, produce resultados satisfactorios en la mayoría de los casos. El método de dovelas ordinario se presenta en este capítulo como una herramienta de aprendizaje. Rara vez se utiliza ahora, porque es demasiado conservador.

Al igual que en la ecuación (13.45) para la condición estacionaria (figura 13.23), la ecuación (13.52) se puede modificar a la siguiente forma:

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c' b_n + (W_n - u_n b_n)\tan \phi'] \frac{1}{m_{(\alpha)n}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \tag{13.53}$$

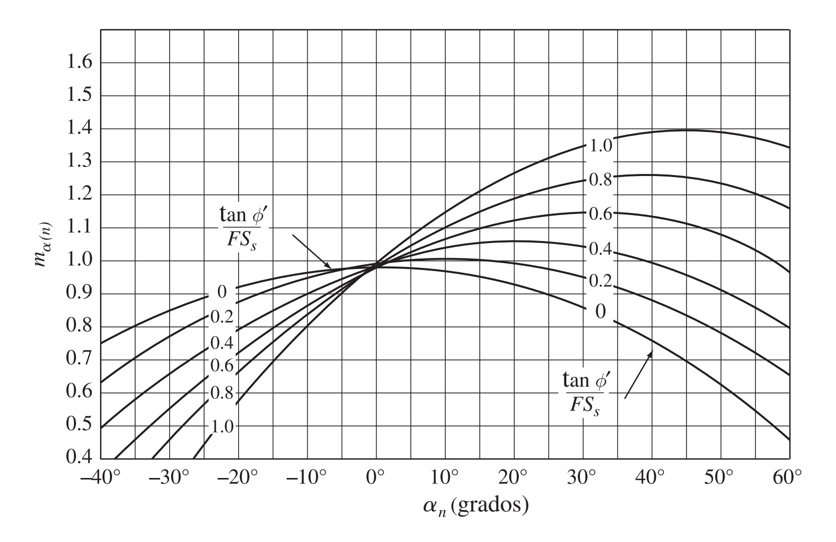


Figura 13.26 Variación de $m_{\alpha(n)}$ con α_n y tan ϕ'/FS_s [ecuación (13.51)]

Observe que en las ecuaciones (13.52) y (13.53), W_n es el peso total de la dovela. En la ecuación (13.53), tenemos

$$W_n = \text{peso total de la } n\text{-ésima dovela} = \gamma b_n z_n \tag{13.54}$$

donde

z_n = altura promedio de la n-ésima dovela
$u_n = h_n \gamma_w$

Por lo tanto, podemos hacer que

$$r_{u(n)} = \frac{u_n}{\gamma z_n} = \frac{h_n \gamma_w}{\gamma z_n} \tag{13.55}$$

Observe que $r_{u(n)}$ es una cantidad adimensional. Sustituyendo las ecuaciones (13.54) y (13.55) en la ecuación (13.53), y simplificando, se obtiene

$$FS_s = \left[\frac{1}{\displaystyle\sum_{n=1}^{n=p} \frac{b_n}{H}\frac{z_n}{H} \operatorname{sen} \alpha_n}\right] \times \sum_{n=1}^{n=p} \left\{\frac{\dfrac{c'}{\gamma H}\dfrac{b_n}{H} + \dfrac{b_n}{H}\dfrac{z_n}{H}[1 - r_{u(n)}]\tan \phi'}{m_{\alpha(n)}}\right\} \tag{13.56}$$

Para la condición de filtración estacionaria puede tomarse un valor promedio ponderado de $r_{u(n)}$, el cual es una constante. Hagamos que este valor sea r_u. Para la mayoría de los casos prácticos, el valor de r_u puede variar por arriba de 0.5. Por lo tanto,

$$FS_s = \left[\frac{1}{\displaystyle\sum_{n=1}^{n=p} \frac{b_n}{H}\frac{z_n}{H} \operatorname{sen} \alpha_n}\right] \times \sum_{n=1}^{n=p} \left\{\frac{\dfrac{c'}{\gamma H}\dfrac{b_n}{H} + \dfrac{b_n}{H}\dfrac{z_n}{H}(1 - r_u)\tan \phi'}{m_{\alpha(n)}}\right\} \tag{13.57}$$

13.9 Análisis de taludes simples con filtración estacionaria

Varias soluciones han sido desarrolladas en el pasado para el análisis de la estabilidad de los taludes simples con filtración estacionaria. La siguiente es una lista parcial de las soluciones:

- Solución de Bishop y Morgenstern (1960)
- Solución de Spencer (1967)
- Solución de Cousins (1978)
- Solución de Michalowski (2002)

Las soluciones de Spencer (1967) y Michalowski (2002) se presentan en esta sección.

Solución de Spencer

El método de dovelas simplificado de Bishop descrito en la sección 13.8 satisface las ecuaciones de equilibrio con respecto al momento, pero no con respecto a las fuerzas. Spencer (1967) ha proporcionado un método para determinar el factor de seguridad (FS_s), teniendo en cuenta las fuerzas entre dovelas (P_n, T_n, P_{n+1}, T_{n+1}, como se muestra en la figura 13.22), el cual no satisface las ecuaciones de equilibrio con respecto al momento y las fuerzas. Los detalles de este método de análisis están más allá del alcance de este texto; sin embargo, el resultado final de la obra de Spencer se resume en esta sección en la figura 13.27. Observe que r_u, como se muestra en la figura 13.27, es el mismo que el definido por la ecuación (13.57).

Con el fin de usar las tablas indicadas en la figura 13.27 y para determinar el valor requerido de FS_s, tiene que utilizarse el siguiente procedimiento paso a paso.

Paso 1: Determinar c', γ, H, β, ϕ' y r_u para la pendiente dada.

Paso 2: Suponer un valor de FS_s.

Paso 3: Calcular $c'/[FS_{s(\text{supuesta})}\, \gamma H]$.



Paso 2

Paso 4: Con el valor de $c'/FS_s\gamma H$ calculada en el paso 3 y el ángulo de inclinación β, introduzca el gráfico ade0cuado en la figura 13.27 para obtener ϕ'_d. Note que las figuras 13.27a, b y c, son, respectivamente, para r_u, de 0, 0.25 y 0.5, respectivamente.

Paso 5: Calcular $FS_s = \tan \phi' / \tan \phi'_d$.



Paso 4

Paso 6: Si los valores de FS_s que ha supuesto en el paso 2 no son los mismos que los calculados en el paso 5, repita los pasos 2, 3, 4 y 5 hasta que sean los mismos.

Solución de Michalowski

Michalowski (2002) utiliza el enfoque de análisis cinemático límite, similar al mostrado en las figuras 13.19 y 13.20, para analizar taludes con filtración estacionaria. Los resultados de este análisis se resumen en la figura 13.28 para $r_u = 0.25$ y $r_u = 0.5$. Observe que la figura 13.20 es aplicable para la condición $r_u = 0$.

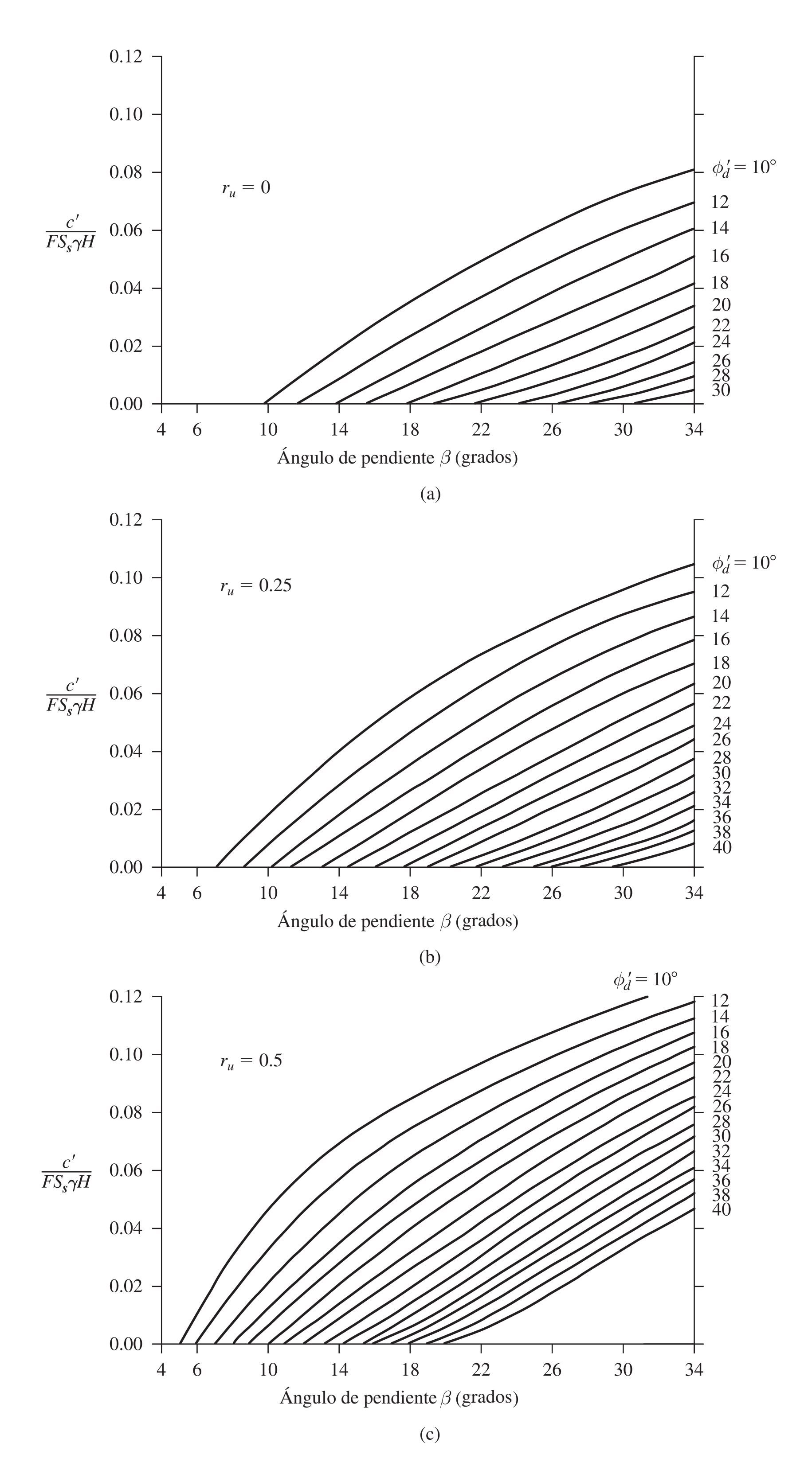


Figura 13.27 Solución de Spencer parcela de $c'FS_s\gamma H$ versus β

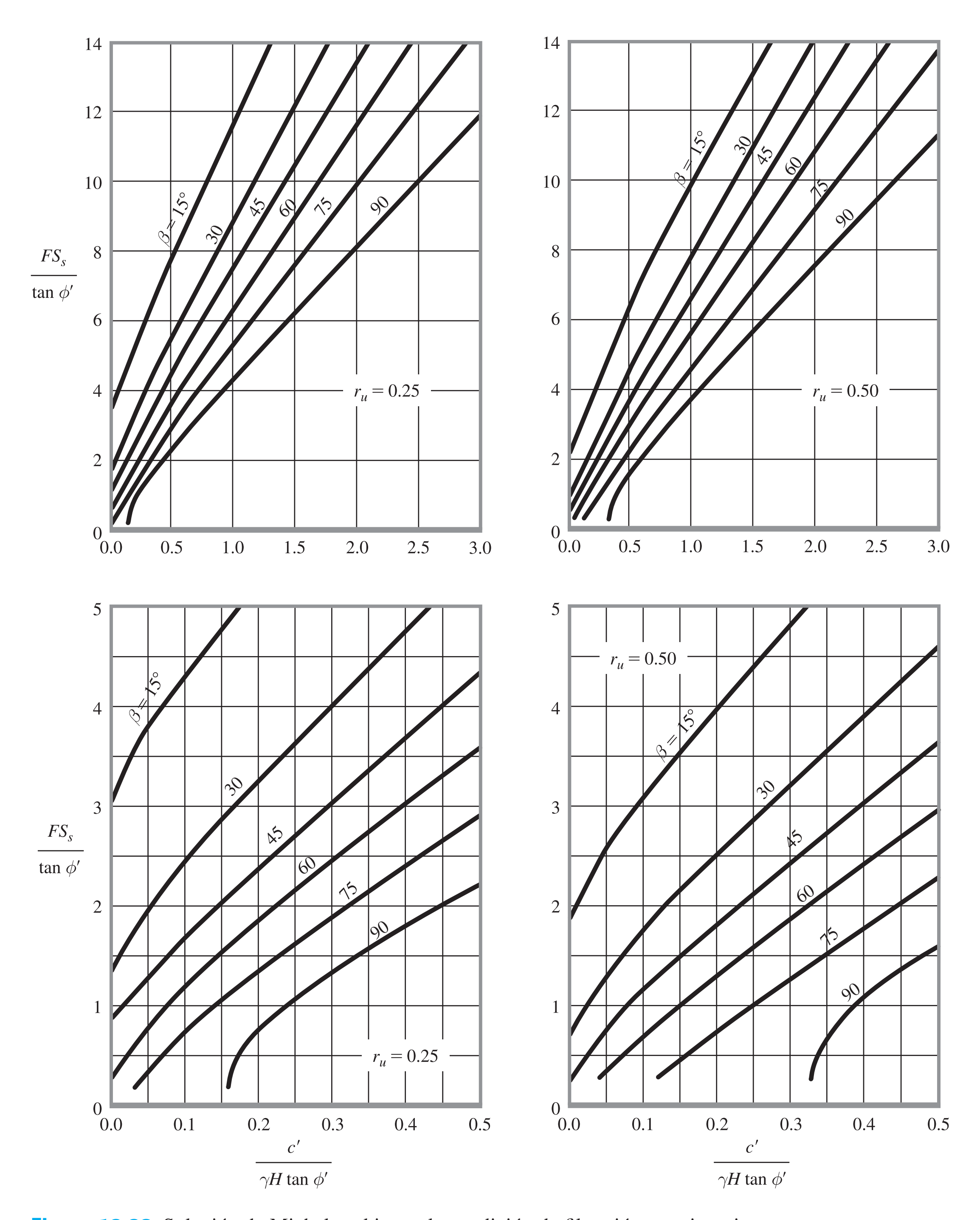


Figura 13.28 Solución de Michalowski para la condición de filtración estacionaria

Ejemplo 13.10

Un talud particular bajo filtraciones estacionarias tiene los siguientes parámetros: $H = 21.62$ m, $\phi' = 25°$, pendiente: $2H$:1V, $c' = 20$ kN/m^2, $\gamma = 18.5$ kN/m^3, $r_u = 0.25$. Determine el factor de seguridad, FS_s. Utilice el método de Spencer.

Solución

Dado: $H = 21.62$ m, $\beta = 26.57°$, $c' = 20$ kN/m^2, $\gamma = 18.5$ kN/m^3, $\phi' = 25°$ y $r_u = 0.25$. Ahora se puede preparar la tabla siguiente.

β (grad)	$FS_{s(\text{supuesto})}$	$\dfrac{c'}{FS_{s(\text{supuesto})}\gamma H}$	$\phi'_d{}^a$ (grad)	$FS_{s(\text{calculado})} = \dfrac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d}$
26.57	1.1	0.0455	18	1.435
26.57	1.2	0.0417	19	1.354
26.57	1.3	0.0385	20	1.281
26.57	1.4	0.0357	21	1.215

[a]De la figura 13.27b

La figura 13.29 muestra una gráfica de $FS_{s(\text{supuesto})}$ contra $FS_{s(\text{calculado})}$ a partir de la cual FS_s = **1.3**.

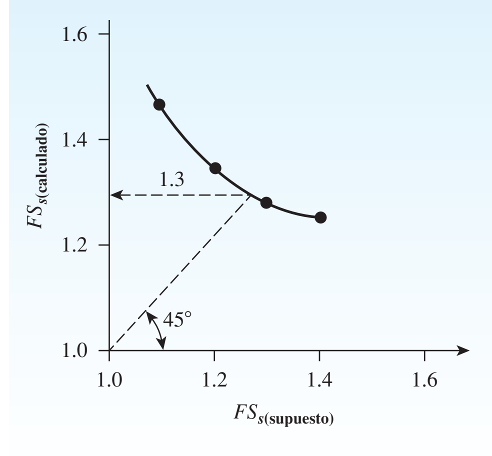


Figura 13.29

Ejemplo 13.11

Resuelva el ejemplo 13.10 utilizando la solución de Michalowski (figura 13.28).

Solución

$$\frac{c'}{\gamma H \tan \phi'} = \frac{20}{(18.5)(21.62)(\tan 25)} = 0.107$$

Para $r_u = 0.25$, de la figura 13.28, $\dfrac{FS_s}{\tan \phi'} \approx 3.1$. Por lo tanto

$$FS_s = (3.1)(\tan 25) = \mathbf{1.45}$$

13.10 Procedimiento de masa de estabilidad de taludes arcillosos con fuerzas sísmicas (suelo c'-ϕ')

De forma similar a las mostradas en las figuras 13.20 y 13.28, Michalowski (2002) resuelve la estabilidad de los taludes de suelos c'-ϕ' con fuerzas sísmicas (y presión de poros cero). Esta solución utiliza el enfoque de análisis cinemático límite suponiendo que la superficie de falla es un arco de una espiral logarítmica. Los resultados de esta solución se muestran en la figura 13.30 (véase la página 374).

13.11 Resumen

Este capítulo ha introducido los conceptos fundamentales del análisis de estabilidad de taludes. Algunos de los aspectos más destacados se resumen a continuación:

1. El factor de seguridad con respecto a la resistencia (FS_s) es igual al factor de seguridad con respecto a la cohesión ($FS_{c'}$). Cuando se hace igual al factor de seguridad con respecto a la fricción ($FS_{\phi'}$), o

$$FS_s = FS_{c'} = FS_{\phi'}$$

2. El factor de seguridad FS_s para taludes infinitos puede ser dado por las ecuaciones (13.16) y (13.18), respectivamente, para con y sin filtración estacionaria.
3. El método de Culman proporciona el factor de seguridad FS_s de taludes finitos con la suposición de que la superficie potencial de falla es un plano (sección 13.4).
4. Para una superficie de falla circular cilíndrica de taludes en suelos de arcilla saturada [ecuación (13.37) y figura 13.8],

$$H_{cr} = \frac{c_u}{\gamma m}$$

   donde m = número de estabilidad = $f(\beta, D)$
   De forma similar, para un suelo c'-ϕ' (figura 13.15)

$$H_{cr} = \frac{c'}{\gamma m}$$

   donde $m = f(\beta, \phi')$
5. El método de dovelas ordinario es un método para determinar FS_s en el que el suelo por encima de la superficie de prueba de falla se analiza para la estabilidad dividiéndola en varias dovelas verticales (sección 13.7).
6. El método de dovelas simplificado de Bishop (sección 13.8) es una técnica mejorada del método de dovelas ordinario para determinar el factor de seguridad con respecto a la resistencia.
7. La solución de Spencer (1967) y de Michalowski (2002) se puede utilizar para analizar la estabilidad de taludes con filtraciones estacionarias (sección 13.9).

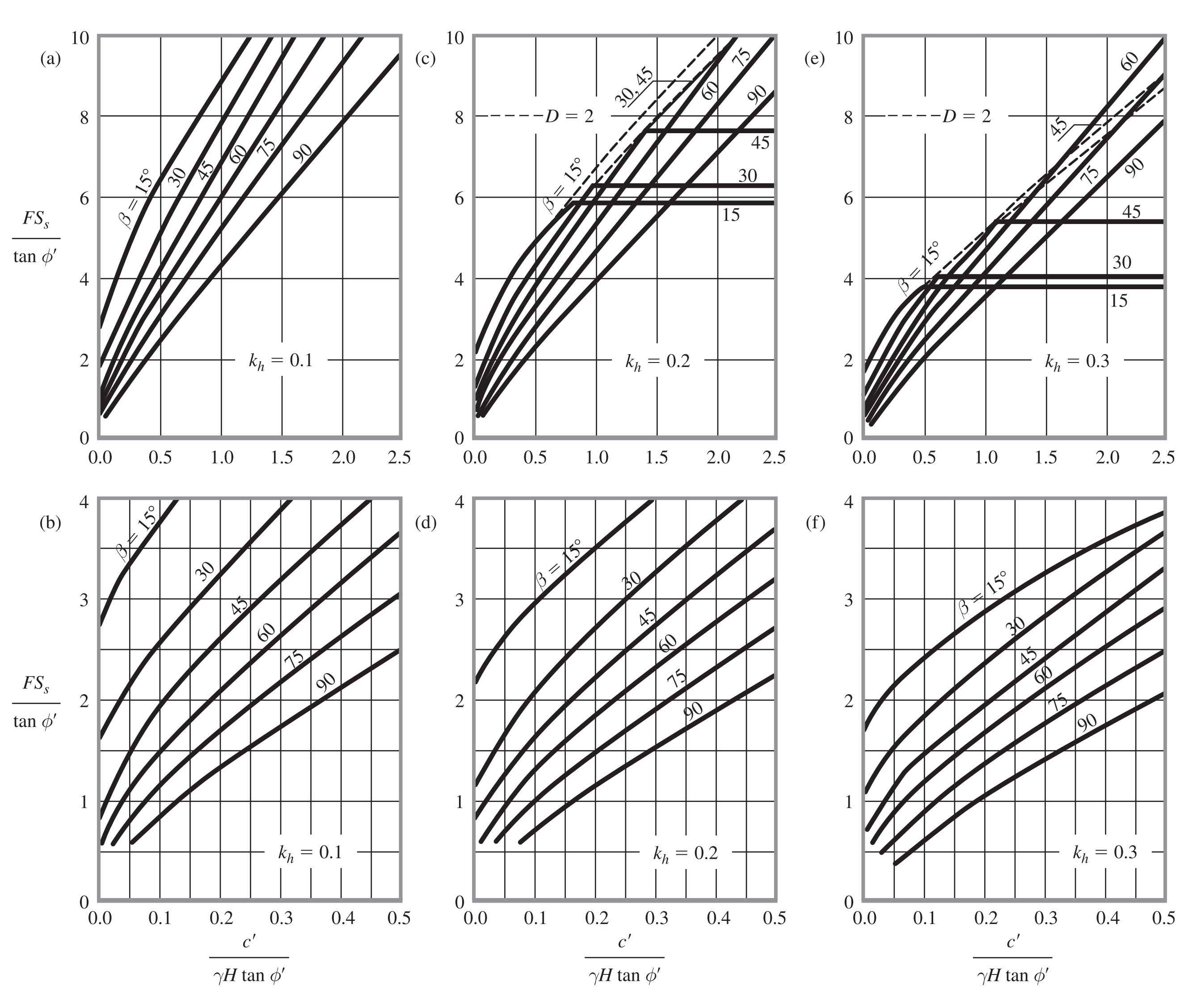


Figura 13.30 Solución de Michalowski para suelos c'-ϕ' con fuerzas sísmicas (Note que k_n = coeficiente de aceleración horizontal)

Problemas

13.1 Consulte la figura 13.2. Para el talud infinito, dado $\gamma = 18$ kN/m^3, $c' = 10$ kN/m^2, $\phi' = 22º$.

a. Si $\beta = 28º$, ¿cuál será la altura H de equilibrio crítico?
b. Si $\beta = 28º$ y $H = 3$ m, ¿cuál será el factor de seguridad del talud contra el deslizamiento?
c. Si $\beta = 28º$, encuentre la altura H que tendrá un factor de seguridad de 2.5 contra el deslizamiento.

13.2 Consulte el talud infinito con filtración que se muestra en la figura 13.3. Para el talud, dado: $\beta = 20º$, $H = 7.62$ m. Los parámetros del suelo son: $G_s = 2.60$, $e = 0.5$, $\phi' = 22º$, $c' = 28.75$ kN/m^2. Encuentre el factor de seguridad contra el deslizamiento por el plano AB.

13.3 Repita el problema 13.2 con la siguiente información: $H = 4$ m, $\phi' = 20º$, $c' = 25$ kN/m^2, $\gamma_{sat} = 18$ kN/m^3, $\beta = 45º$.

13.4 En la figura 13.31 se muestra un talud. AC representa un plano de prueba de falla. Encuentre el factor de seguridad contra el deslizamiento para la cuña ABC.

13.5 En la figura 13.5 se muestra un talud finito. Suponiendo que se produzca la falla del talud a lo largo de un plano (la suposición de Culmann), encuentre la altura del talud para el equilibrio crítico dado $\phi' = 25º$, $c' = 19.2$ kN/m^2, $\gamma = 18.05$ kN/m^3 y $\beta = 50º$.

13.6 Repita el problema 13.5 con $\phi' = 20º$, $c' = 25$ kN/m^2, $\gamma = 18$ kN/m^3 y $\beta = 45º$.

13.7 Consulte la figura 13.5. Usando los parámetros del suelo dados en el problema 13.5, halle la altura del talud, H, que tendrá un factor de seguridad de 2 contra el deslizamiento. Suponga que la superficie crítica para deslizamiento es un plano.

13.8 Consulte la figura 13.5. Dada $\phi' = 15º$, $c' = 9.6$ kN/m^2, $\gamma = 18.0$ kN/m^3, $\beta = 60º$ y $H = 2.7$ m, determine el factor de seguridad con respecto al deslizamiento. Suponga que la superficie de deslizamiento crítica es un plano.

13.9 Consulte el problema 13.8. Halle la altura del talud, H, que tendrá $FS_s = 1.5$. Suponga que la superficie de deslizamiento crítica es un plano.

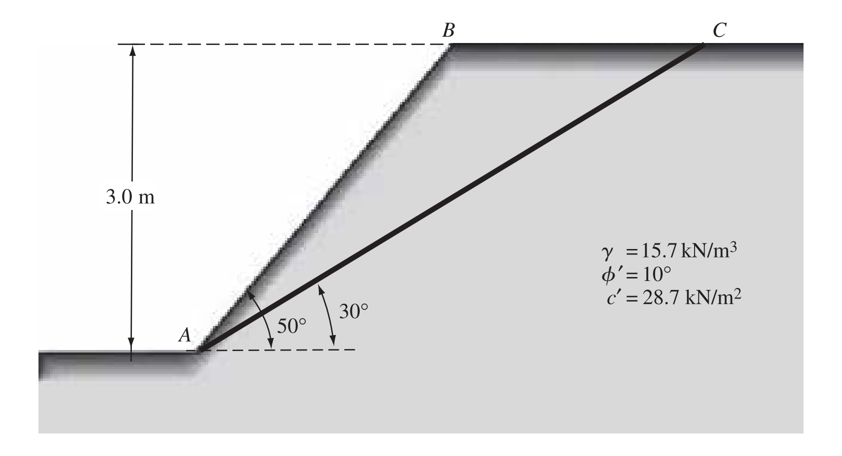


Figura 13.31

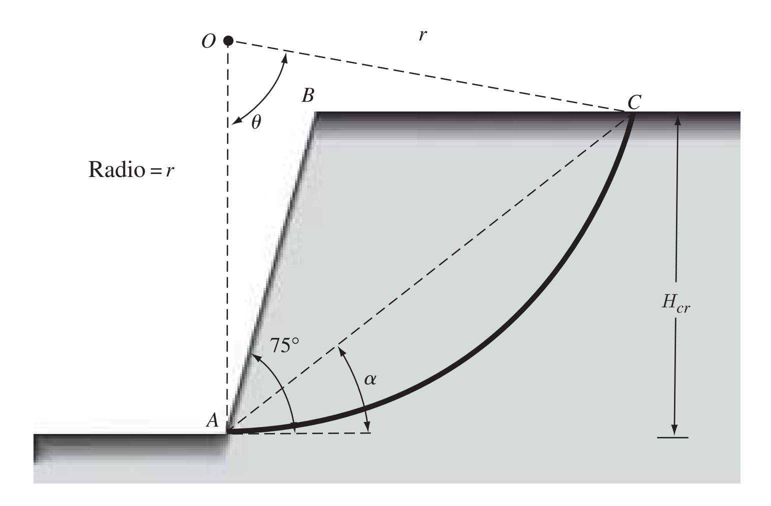


Figura 13.32

13.10 Un talud de corte debe ser hecho en una arcilla blanda con sus lados creciendo en un ángulo de 75º respecto a la horizontal (figura 13.32). Suponga que $c_u = 31.1$ kN/m^2 y $\gamma = 17.3$ kN/m^3.

a. Determine la máxima profundidad hasta la cual la excavación puede llevarse a cabo.
b. Encuentre el radio, r, del círculo crítico cuando el factor de seguridad es igual a 1 (inciso a).
c. Encuentre la distancia $\overline{BC}$.

13.11 Usando el gráfico dado en la figura 13.8, determine la altura de un talud, a 1 vertical al horizontal 1, en arcilla saturada que tiene una resistencia al corte sin drenar de 25 kN/m^2. El factor de seguridad deseado contra el deslizamiento es 2. Dados $\gamma = 18$ kN/m^3 y $D = 1.2$.

13.12 Consulte el problema 13.11. ¿Cuál debe ser la altura crítica del talud? ¿Cuál será la naturaleza del círculo crítico?

13.13 Un talud de corte fue excavado en una arcilla saturada. El ángulo de inclinación β es igual a 40º con respecto a la horizontal. La falla del talud se produjo cuando el corte llegó a una profundidad de 8.5 m. Exploraciones de suelo anteriores mostraron que a una profundidad de 12 m hay una capa de roca. Suponga una condición no drenada y $\gamma_{sat} = 18.5$ kN/m^3.

a. Determine la cohesión no drenada de la arcilla (utilice la figura 13.8).
b. ¿Cuál fue la naturaleza del círculo crítico?
c. Con referencia a la punta del talud, a qué distancia se cruza la superficie de deslizamiento con el fondo de la excavación.

13.14 Consulte la figura 13.33. Utilice la tabla de Taylor $\phi' > 0$ (figura 13.15) para encontrar la altura crítica de la pendiente en cada caso:

a. $n' = 2$, $\phi' = 15$º, $c' = 31.1$ kN/m^2 y $\gamma = 18.0$ kN/m^3
b. $n' = 1$, $\phi' = 25$º, $c' = 24$ kN/m^2 y $\gamma = 18.0$ kN/m^3
c. $n' = 2.5$, $\phi' = 12$º, $c' = 25$ kN/m^2 y $\gamma = 17$ kN/m^3
d. $n' = 1.5$, $\phi' = 18$º, $c' = 18$ kN/m^2 y $\gamma = 16.5$ kN/m^3

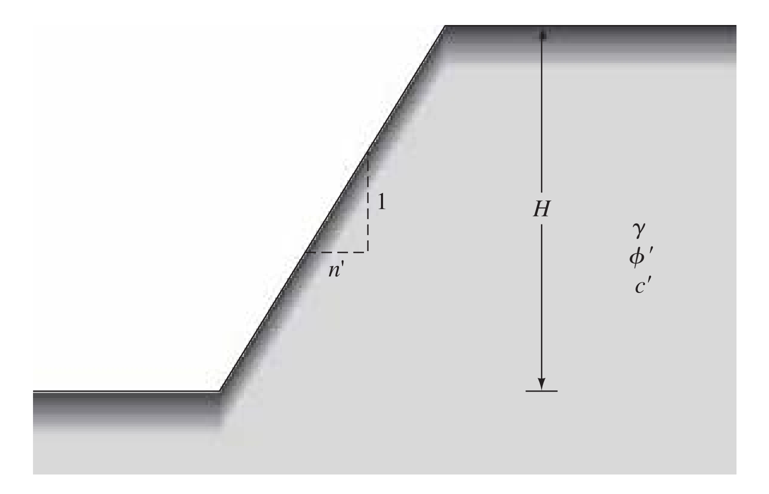


Figura 13.33

13.15 Resuelva el problema 13.14a, c y d utilizando la figura 13.27.

13.16 Consulte la figura 13.33 y usando la figura 13.15 encuentre el factor de seguridad con respecto al deslizamiento de los siguientes casos:

a. $n' = 2$, $\phi' = 10°$, $c' = 33.5$ kN/m^2, $\gamma = 17.29$ kN/m^3 y $H = 15.2$ m
b. $n' = 1.0$, $\phi' = 20°$, $c' = 19.2$ kN/m^2, $\gamma = 18.08$ kN/m^3 y $H = 9.15$ m

13.17 Resuelva el problema 13.16 usando la figura 13.20.

13.18 Consulte la figura 13.34 y utilizando el método de dovelas ordinario encuentre el factor de seguridad contra el deslizamiento para el caso de prueba $\beta = 45°$, $\phi' = 20°$, $c' = 19.2$ kN/m^2, $\gamma = 18.08$ kN/m^3, $H = 12.2$ m, $\alpha = 30°$ y $\theta = 70°$.

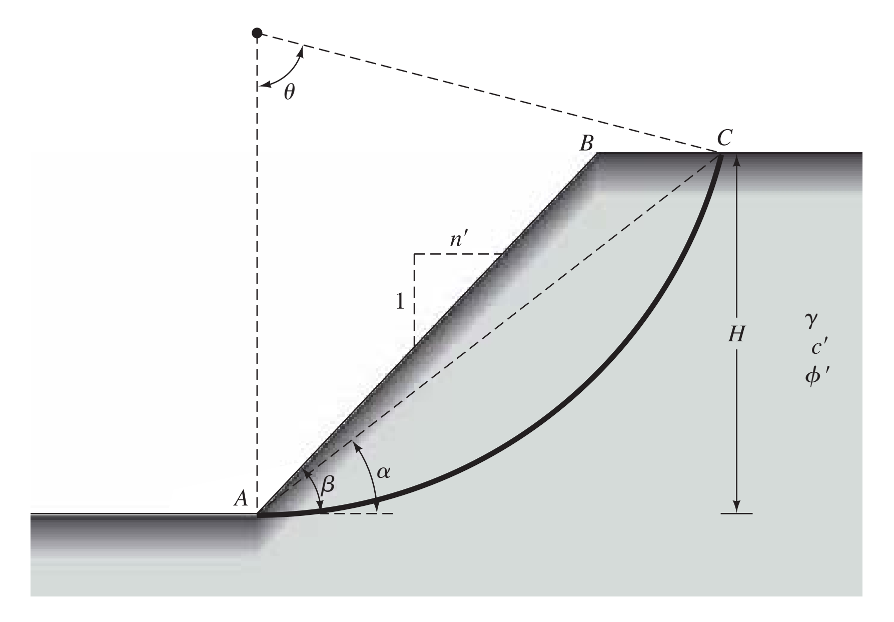


Figura 13.34

13.19 Determine el factor de seguridad mínimo para la condición de filtración en estado estacionario de una pendiente con los siguientes parámetros: $H = 6.1$ m, $\beta = 26.57°$, $\phi' = 25°$, $c' = 5.5$ kN/m^2, $\gamma = 18$ kN/m^3 y $r_u = 0.5$. Utilice el método de Spencer.

13.20 Resuelva el problema 13.19 usando la figura 13.28.

Referencias

BISHOP, A. W. (1955). "The Use of Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes," *Geotechnique*, Vol. 5, No. 1, 7–17.

BISHOP, A. W., and MORGENSTERN, N. R. (1960). "Stability Coefficients for Earth Slopes," *Geotechnique*, Vol. 10, No. 4, 129–147.

COUSINS, B. F. (1978). "Stability Charts for Simple Earth Slopes," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 104, No. GT2, 267–279.

CULMANN, C. (1875). *Die Graphische Statik*, Meyer and Zeller, Zurich.

FELLENIUS, W. (1927). *Erdstatische Berechnungen*, edición revisada, W. Ernst u. Sons, Berlin.

MICHALOWSKI, R. L. (2002). "Stability Charts for Uniform Slopes," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 4, 351–355.

SINGH, A. (1970). "Shear Strength and Stability of Man-Made Slopes," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 96, No. SM6, 1879–1892.

SPENCER, E. (1967). "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces," *Geotechnique*, Vol. 17, No. 1, 11–26.

TAYLOR, D. W. (1937). "Stability of Earth Slopes," *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol. 24, 197–246.

TERZAGHI, K., and PECK, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., Wiley, New York.

CAPÍTULO 14

Presión lateral de tierra

14.1 Introducción

Estructuras de retención, tales como muros de contención, muros de sótano y mamparas, se encuentran comúnmente en las técnicas de cimentación, y pueden soportar las bajadas de las masas de tierra. Un diseño adecuado y la construcción de estas estructuras requieren un conocimiento profundo de las fuerzas laterales que actúan entre las estructuras de contención y las masas de suelo que será retenido. Estas fuerzas laterales son causadas por la presión lateral de tierra.

En general, la presión lateral de tierra se puede dividir en tres categorías principales, dependiendo de la naturaleza del movimiento de la estructura de contención. Ellas son:

- Presión de reposo
- Presión activa
- Presión pasiva

Este capítulo está dedicado al desarrollo de los principios para la estimación de las presiones laterales descritas anteriormente.

14.2 Presión de tierra en reposo

Consideremos la masa de suelo mostrada en la figura 14.1. La masa está limitada por una pared *AB* sin fricción que se extiende a una profundidad infinita. Un elemento de suelo situado a una profundidad z es sometido a presiones *efectivas* verticales y horizontales de σ'_o y σ'_h, respectivamente. Para este caso, ya que el suelo es seco, tenemos

$$\sigma'_o = \sigma_o$$

y

$$\sigma'_h = \sigma_h$$

dónde σ_o y σ_h = *total* de presiones verticales y horizontales, respectivamente. Además, note que no existen esfuerzos cortantes en los planos vertical y horizontal.

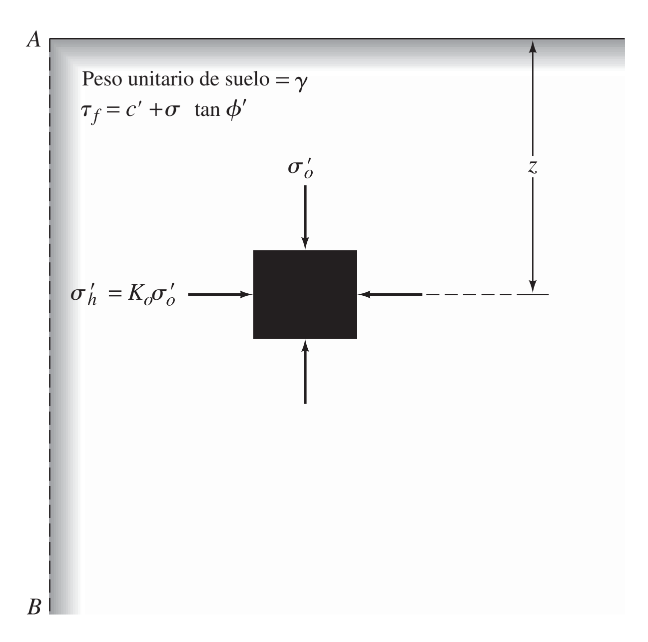


Figura 14.1 Presión de tierra en reposo

Si la pared *AB* es estática, es decir, si no se mueve a la derecha o a la izquierda de su posición inicial, la masa de suelo estará en un estado de *equilibrio elástico*; esto es, la deformación horizontal es 0. La razón del esfuerzo horizontal efectivo a la tensión vertical se llama *coeficiente de presión de tierra en reposo*, K_o, o

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \tag{14.1}$$

Ya que $\sigma'_o = \gamma z$, tenemos

$$\sigma'_h = K_o(\gamma z) \tag{14.2}$$

Para los suelos de grano grueso, el coeficiente de tierra en reposo puede ser estimado por la relación empírica (Jaky, 1944)

$$K_o = 1 - \operatorname{sen} \phi' \tag{14.3}$$

donde ϕ' = ángulo de fricción máximo drenado.
Para el suelo de grano grueso sobreconsolidado, ecuación (14.3), puede ser modificado como (Mayne y Kulhawy, 1982)

$$K_o = (1 - \operatorname{sen} \phi')(OCR)^{\operatorname{sen} \phi'} \tag{14.4}$$

donde OCR = relación de sobreconsolidación. La relación de preconsolidación se definió en el capítulo 9 como

$$OCR = \frac{\text{presión de preconsolidación}}{\text{presión efectiva de sobrecarga presente}} \tag{14.5}$$

Para los suelos de grano fino normalmente consolidados, Massarsch (1979) propuso la siguiente ecuación para K_o:

$$K_o = 0.44 + 0.42\left[\frac{PI\,(\%)}{100}\right] \tag{14.6}$$

Para arcillas sobreconsolidadas, el coeficiente de tierra en reposo se puede aproximar como

$$K_{o(\text{sobreconsolidada})} = K_{o(\text{normalmente consolidada})}\sqrt{OCR} \tag{14.7}$$

La magnitud de K_o en la mayoría de los suelos oscila entre 0.5 y 1.0, quizá con los valores más altos para arcillas altamente sobreconsolidadas.

La figura 14.2 muestra la distribución de presión de tierra en reposo en una pared con altura H. La fuerza total por unidad de longitud de la pared, P_o, es igual al área del diagrama de presión, por lo tanto

$$P_o = \frac{1}{2}K_o\gamma H^2 \tag{14.8}$$

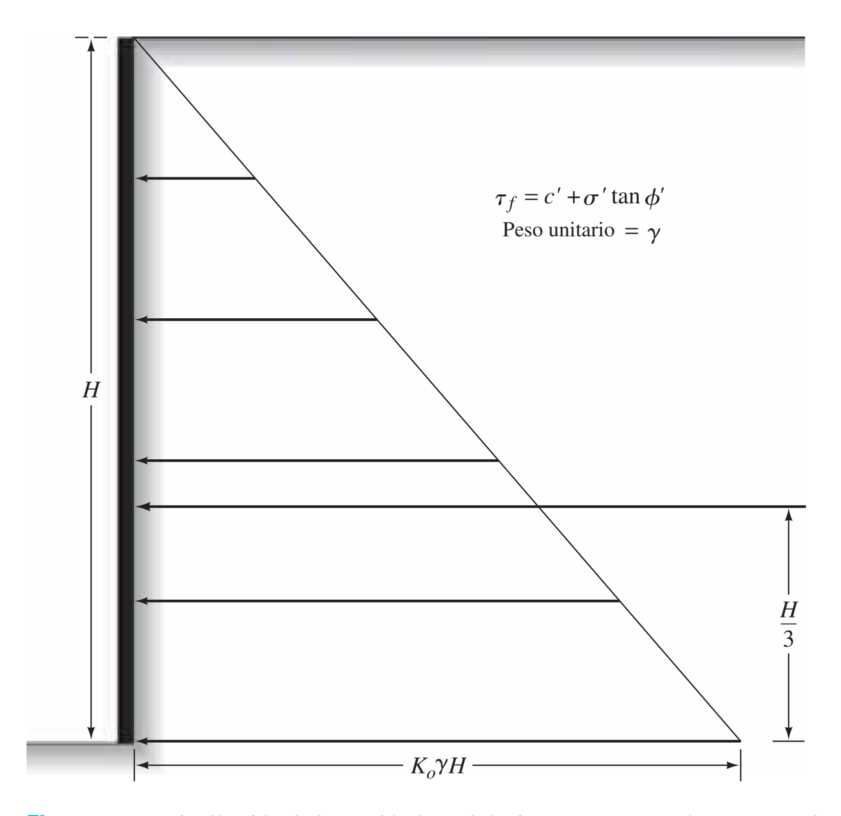
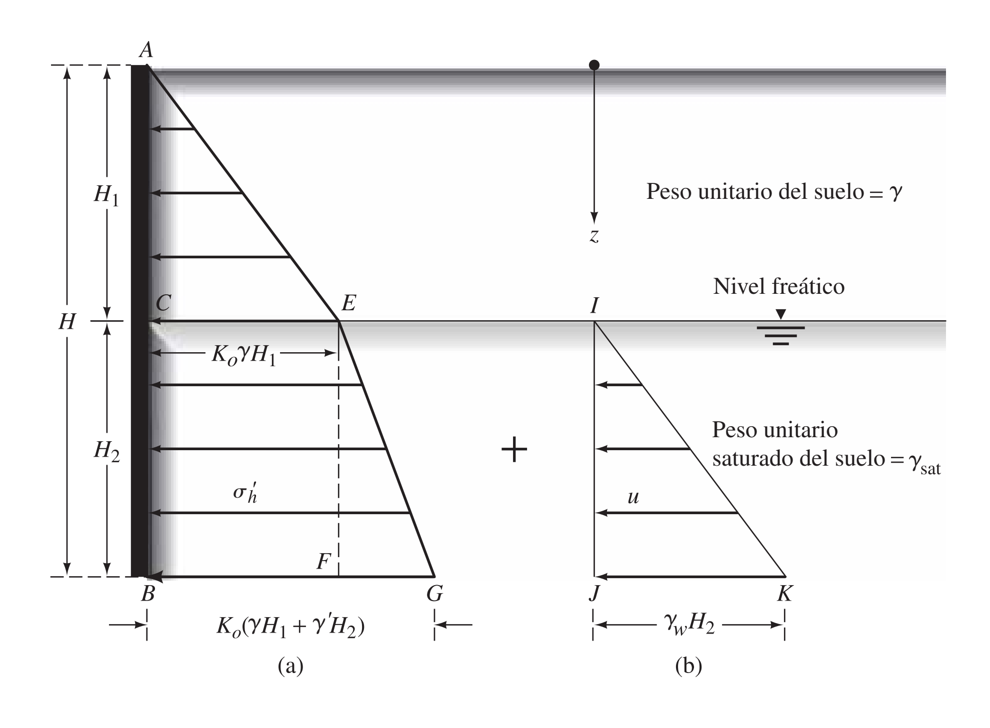


Figura 14.2 Distribución de la presión lateral de tierra en reposo sobre una pared

Presión de tierra en reposo para suelo sumergido parcialmente

La figura 14.3a muestra una pared de altura H. El nivel freático se encuentra a una profundidad H_1, y no hay agua de compensación en el otro lado de la pared. Para $z \leq H_1$, la presión lateral total de tierra en reposo se puede dar como $\sigma'_h = K_o \gamma z$.



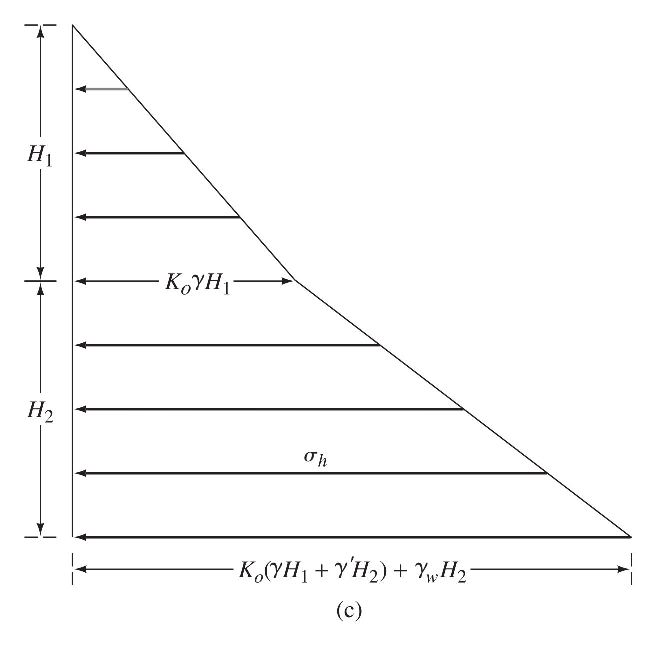


Figura 14.3 Distribución de la presión de tierra en reposo para un suelo sumergido parcialmente

La variación de σ'_h con la profundidad se muestra por el triángulo *ACE* en la figura 14.3a. Sin embargo, para $z \geq H_1$ (es decir, por debajo del nivel freático), la presión en la pared se encuentra a partir del esfuerzo efectivo y los componentes de presión del agua intersticial de la siguiente manera:

$$\text{presión vertical efectiva} = \sigma'_o = \gamma H_1 + \gamma'(z - H_1) \tag{14.9}$$

donde $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ = peso unitario efectivo del suelo. Por lo tanto, la presión lateral en reposo efectiva es

$$\sigma'_h = K_o\sigma'_o = K_o[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] \tag{14.10}$$

La variación de σ'_h con la profundidad se muestra por *CEGB* en la figura 14.3a. Una vez más, la presión lateral del agua intersticial es

$$u = \gamma_w(z - H_1) \tag{14.11}$$

La variación de u con la profundidad se muestra en la figura 14.3b.

Por lo tanto, la presión lateral del conjunto de tierra y el agua a cualquier profundidad $z \geq H_1$ es igual a

$$\begin{aligned}\sigma_h &= \sigma'_h + u \\ &= K_o[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] + \gamma_w(z - H_1)\end{aligned} \tag{14.12}$$

La fuerza por unidad de longitud de la pared se puede encontrar a partir de la suma de las áreas de los diagramas de presión de las figuras 14.3a y b, y es igual a

$$P_o = \underbrace{\frac{1}{2}K_o\gamma H_1^2}_{\substack{\text{Área}\\ ACE}} + \underbrace{K_o\gamma H_1 H_2}_{\substack{\text{Área}\\ CEFB}} + \underbrace{\frac{1}{2}(K_o\gamma' + \gamma_w)H_2^2}_{\substack{\text{Áreas}\\ EFG \text{ e } IJK}} \tag{14.13}$$

o

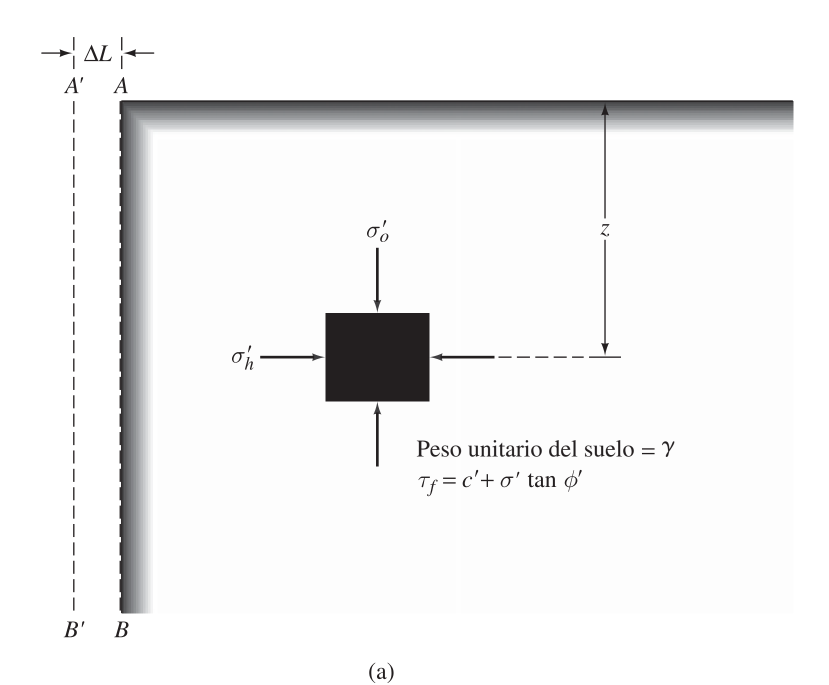
$$P_o = \frac{1}{2}K_o[\gamma H_1^2 + 2\gamma H_1 H_2 + \gamma' H_2^2] + \frac{1}{2}\gamma_w H_2^2 \tag{14.14}$$

14.3 Teoría de Rankine de las presiones activa y pasiva de la tierra

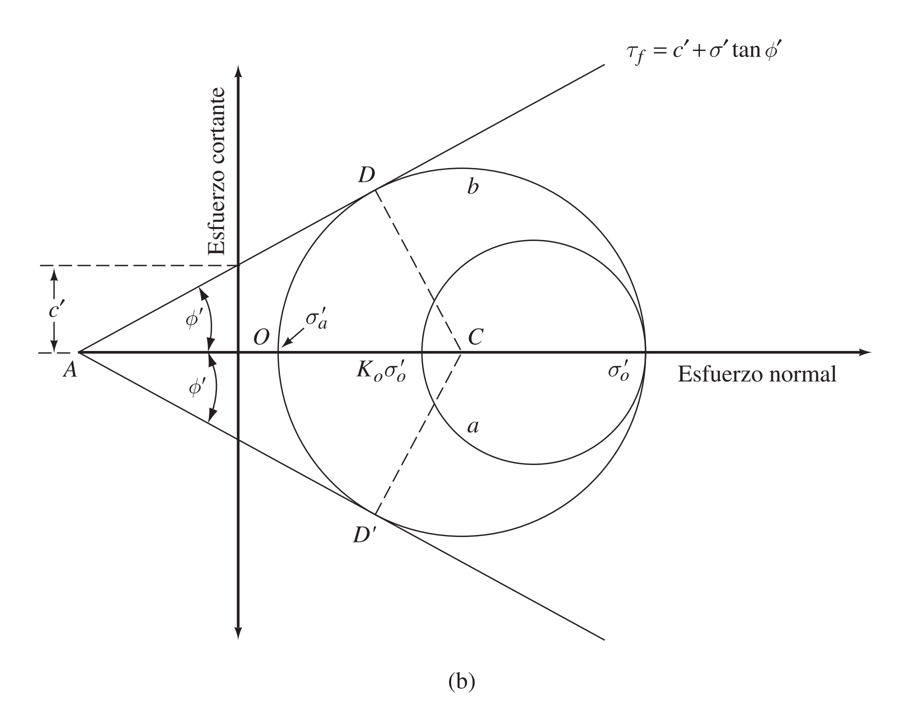
El término *equilibrio plástico* en el suelo se refiere a la condición en la que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar. Rankine (1857) investigó las condiciones de presión sobre el suelo en un estado de equilibrio plástico. Esta sección se ocupa de la teoría de la presión de tierra de Rankine.

Estado activo de Rankine

La figura 14.4a muestra la misma masa de suelo que se ilustra en la figura 14.1. Está delimitada por una pared *AB* sin fricción que se extiende a una profundidad infinita. Los principales esfuerzos efectivos verticales y horizontales en un elemento de suelo a una profundidad z son σ'_o y σ'_h, respectivamente. Como lo vimos en la sección 14.2, si a la pared *AB* no se le permite moverse en absoluto, entonces $\sigma'_h = K_o\sigma'_o$. La condición de presión sobre el elemento de suelo puede ser representada por el círculo de Mohr en la figura 14.4b. Sin embargo, si se permite que la pared *AB* se aleje de la masa de suelo poco a poco, entonces el esfuerzo principal horizontal efectivo dismi-

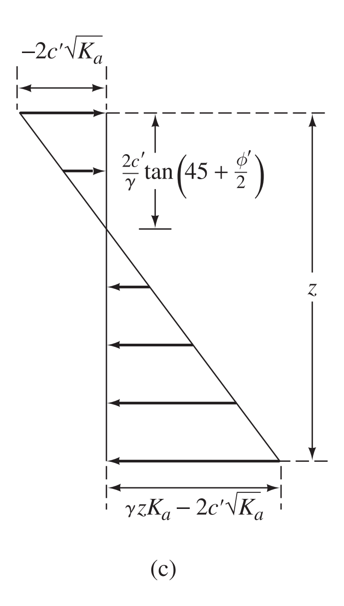


(a)

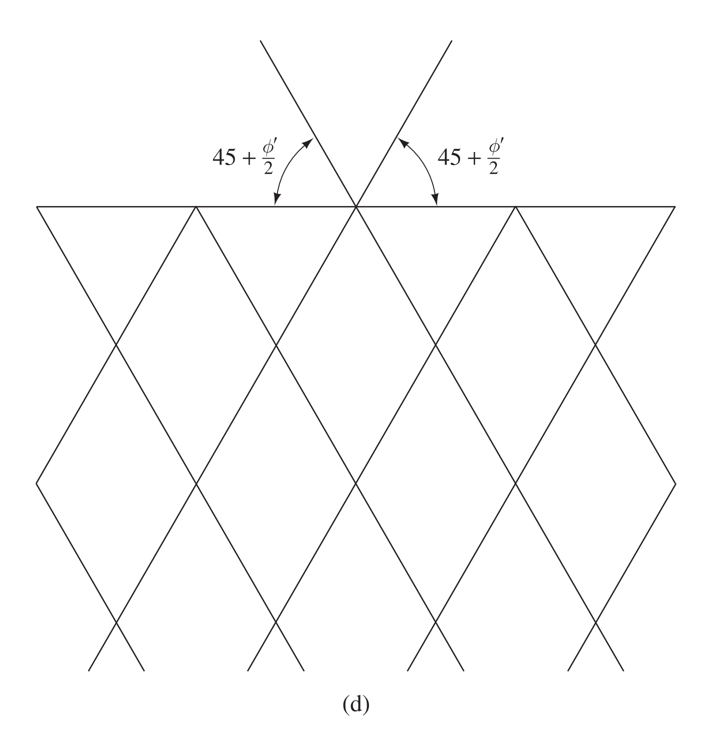


(b)

Figura 14.4 Presión activa de tierra de Rankine



(c)



(d)

Figura 14.4 *(continuación)*

nuirá. Finalmente, se llegará a un estado en el que la condición de estrés en el elemento de suelo puede ser representada por el círculo *b* de Mohr, produciéndose el estado de equilibrio plástico y la falla del suelo. Este estado es el *estado activo de Rankine*, y la presión σ'_o en el plano vertical (que es un plano principal) es la *presión activa de tierra de Rankine*. A continuación se presenta la deducción de la expresión para expresar σ'_o en términos de γ, z, c' y ϕ'.

De la figura 14.4b, tenemos

$$\text{sen}\ \phi' = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

pero

$$CD = \text{radio del círculo fracaso} = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

$$AO = c' \cot \phi'$$

y

$$OC = \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}$$

por lo tanto

$$\text{sen}\ \phi' = \frac{\dfrac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}}{c' \cot \phi' + \dfrac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}}$$

o

$$c' \cos \phi' + \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}\text{sen}\ \phi' = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

o

$$\sigma'_a = \sigma'_o \frac{1 - \text{sen}\ \phi'}{1 + \text{sen}\ \phi'} - 2c \frac{\cos \phi'}{1 + \text{sen}\ \phi'} \tag{14.15}$$

Pero

$$\sigma'_o = \text{presión de sobrecarga vertical efectiva} = \gamma z$$

$$\frac{1 - \text{sen}\ \phi'}{1 + \text{sen}\ \phi'} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$$

y

$$\frac{\cos \phi'}{1 + \text{sen}\ \phi'} = \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$$

Sustituyendo lo anterior en la ecuación 14.15, obtenemos

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) - 2c' \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \tag{14.16}$$

La variación de σ'_o con la profundidad se muestra en la figura 14.4c. Para suelos no cohesivos, $c' = 0$ y

$$\sigma'_a = \sigma'_o \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \tag{14.17}$$

La razón σ'_a a σ'_o se denomina *coeficiente de presión activa de tierra de Rankine, K_a*, o

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \tag{14.18}$$

Una vez más, de la figura 14.4b podemos ver que los planos de falla en el suelo forman ángulos de $\pm(45° + \phi'/2)$ grados con la dirección del plano mayor principal, es decir, la horizontal. Estos planos de falla se denominan *planos de deslizamiento*, y se muestran en la figura 14.4d.

Estado pasivo de Rankine

En la figura 14.5 se ilustra el estado pasivo de Rankine. *AB* es una pared sin fricción (figura 14.5a) que se extiende a una profundidad infinita. La condición de presión inicial en un elemento de suelo está representada por el círculo *a* de Mohr en la figura 14.5b. Si la pared es empujada poco a poco sobre la masa del suelo, el esfuerzo principal efectivo σ'_h aumentará. En última instancia la pared llegará a un estado en el que la condición de tensión en el elemento de suelo puede ser representada por el círculo *b* de Mohr. En este momento se producirá la falla del suelo; esto se conoce como *estado pasivo de Rankine*. La presión lateral efectiva de tierra

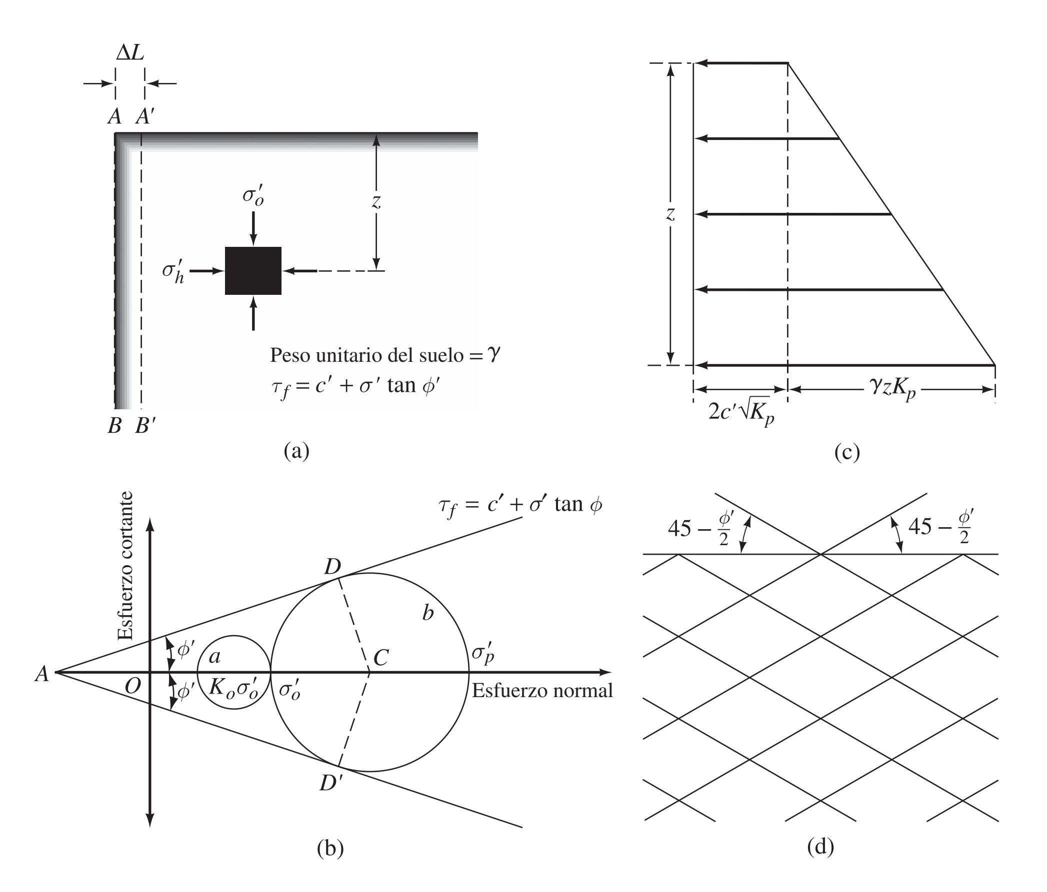


Figura 14.5 Presión pasiva de tierra de Rankine

σ'_p, que es el esfuerzo principal mayor, se denomina *presión pasiva de tierra de Rankine*. De la figura 14.5b, se puede demostrar que

$$\begin{aligned}\sigma'_p &= \sigma'_o \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \\ &= \gamma z \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)\end{aligned} \tag{14.19}$$

La deducción es similar a la de estado activo de Rankine.

La figura 14.5c muestra la variación de la presión pasiva con la profundidad. Para suelos no cohesivos ($c' = 0$), tenemos

$$\sigma'_p = \sigma'_o \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

o

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} = K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{14.20}$$

en la ecuación anterior, K_p se conoce como *coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine*.

Los puntos D y D' en el círculo de falla (figura 14.5b) corresponden a los planos de deslizamiento en el suelo. Para el estado pasivo de Rankine, los planos de deslizamiento forman ángulos de $\pm(45 - \phi'/2)$ grados con la dirección del plano principal menor, es decir, en la dirección horizontal. La figura 14.5d muestra la distribución de los planos de deslizamiento de la masa de suelo.

Efecto de pared flexible

De la discusión anterior se sabe que es necesario movimiento suficiente de la pared para alcanzar un estado de equilibrio plástico. Sin embargo, la distribución de la presión lateral de tierra contra una pared está muy influenciada por la manera en que la pared se flexiona en realidad. En la mayoría de los muros de contención sencillos, el movimiento puede producirse por simple traslación o, más frecuentemente, por rotación alrededor de la parte inferior.

Para el análisis teórico preliminar, consideremos un muro de contención sin fricción representado por un plano AB, como se muestra en la figura 14.6a. Si la pared AB gira lo suficientemente cerca de su fondo a una posición $A'B$, entonces un terreno triangular masivo ABC' adyacente a la pared alcanzará el estado activo de Rankine. Debido a que los planos de deslizamiento en el estado activo de Rankine forman ángulos de $\pm(45 + \phi'/2)$ grados con el plano principal mayor, la masa de suelo en el estado de equilibrio plástico está limitada por el plano BC', que forma un ángulo de $(45 + \phi'/2)$ grados con la horizontal. El suelo dentro de la zona ABC' se somete a la misma deformación unitaria en la dirección horizontal en todas partes, que es igual a $\Delta L_a/L_a$. La presión lateral de tierra sobre la pared a cualquier profundidad z desde la superficie del suelo se puede calcular por la ecuación (14.16).

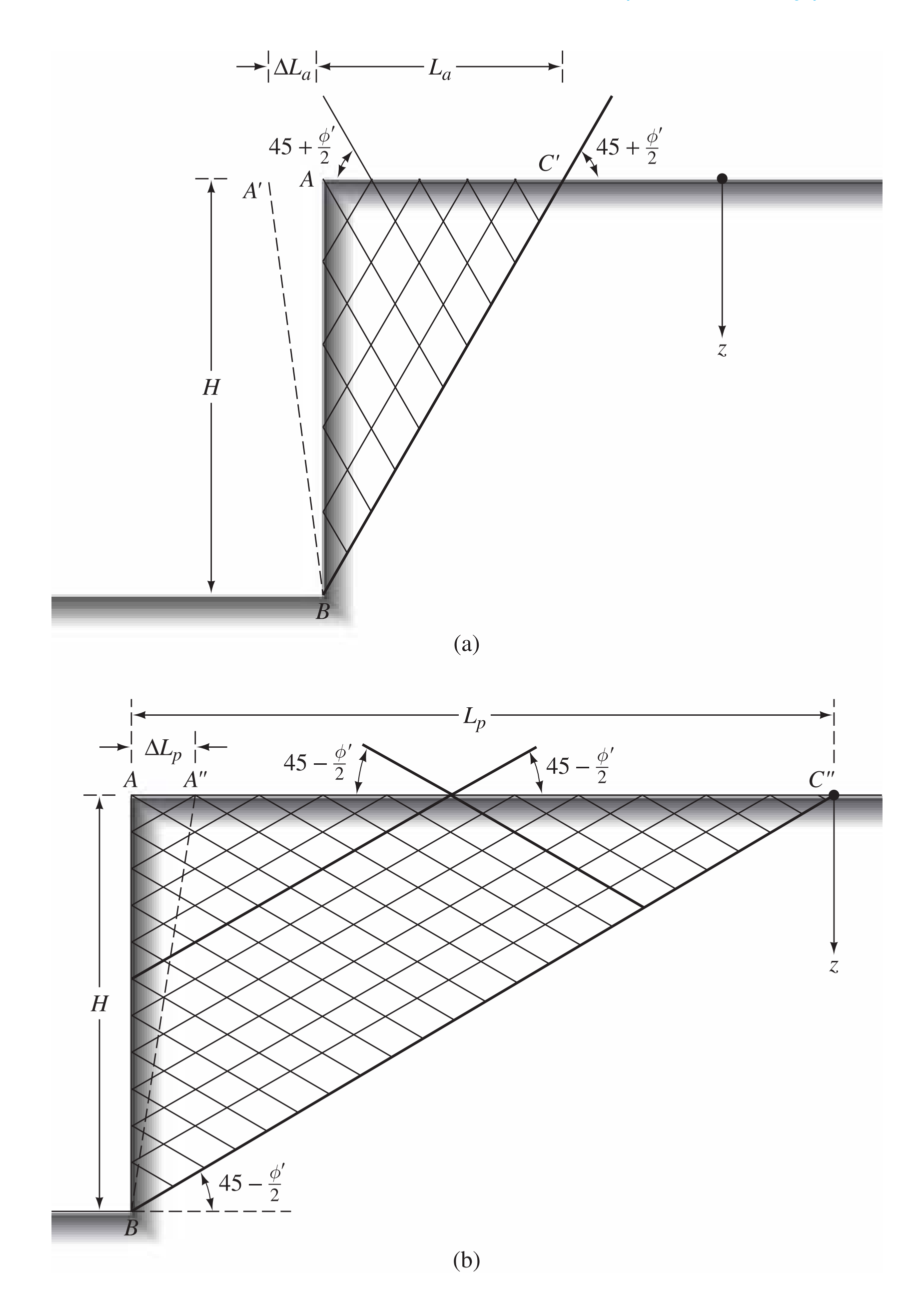


Figura 14.6 Rotación de paredes sin fricción alrededor del fondo

De manera similar, si la pared sin fricción AB (figura 14.6b) gira suficientemente dentro de la masa del suelo a una posición $A''B$, a continuación la masa triangular del suelo ABC'' llegará a un estado pasivo de Rankine. El plano de deslizamiento BC'' delimita la cuña de suelo que se encuentra en un estado de equilibrio plástico y forma un ángulo de $(45 - \phi'/2)$ grados con la horizontal. Cada punto de la tierra en la zona triangular ABC'' se somete a la misma unidad de

Tabla 14.1 Valores típicos de $\Delta L_a/H$ y $\Delta L_p/H$ para el estado Rankine

Tipo de suelo	$\Delta L_a/H$	$\Delta L_p/H$
Arena suelta	0.001–0.002	0.01
Arena densa	0.0005–0.001	0.005
Arcilla blanda	0.02	0.04
Arcilla rígida	0.01	0.02

deformación en la dirección horizontal, que es igual a $\Delta L_p/L_p$. La presión pasiva en la pared en cualquier profundidad z puede ser evaluada mediante el uso de la ecuación (14.19).

Los valores típicos de la inclinación mínima de la pared (ΔL_a y ΔL_p) necesaria para alcanzar el estado de Rankine se dan en la tabla 14.1.

14.4 Diagramas para la distribución de la presión lateral de tierra en función de los muros de contención

Suelo de relleno no cohesivo con superficie horizontal de terreno

Caso activo. La figura 14.7a muestra un muro de contención con relleno del suelo no cohesivo que tiene una superficie horizontal de terreno. El peso unitario y el ángulo de fricción del suelo son γ y ϕ', respectivamente. Para el estado activo de Rankine, la presión de tierra a cualquier profundidad contra el muro de contención puede obtenerse por medio de la ecuación (14.16):

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_a \gamma z \qquad (Nota\text{: } c' = 0)$$

σ_a aumenta linealmente con la profundidad, y en la parte inferior de la pared será

$$\sigma_a = K_a \gamma H \tag{14.21}$$

La fuerza total, P_a, por unidad de longitud de la pared es igual al área del diagrama de presión, por lo tanto

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{14.22}$$

Caso pasivo. La distribución de la presión lateral contra un muro de contención de altura H en estado pasivo de Rankine se muestra en la figura 14.7b. La presión lateral de tierra a cualquier profundidad z [ecuación(14.20), $c' = 0$] es

$$\sigma_p = \sigma'_p = K_p \gamma H \tag{14.23}$$

La fuerza total, P_p, por unidad de longitud del muro es

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \tag{14.24}$$

Suelo de relleno parcialmente sumergido no cohesivo soportando una sobrecarga

Caso activo. La figura 14.8a muestra un muro de contención sin fricción de altura H y un relleno de suelos no cohesivos. El nivel freático se encuentra a una profundidad H_1 y el relleno

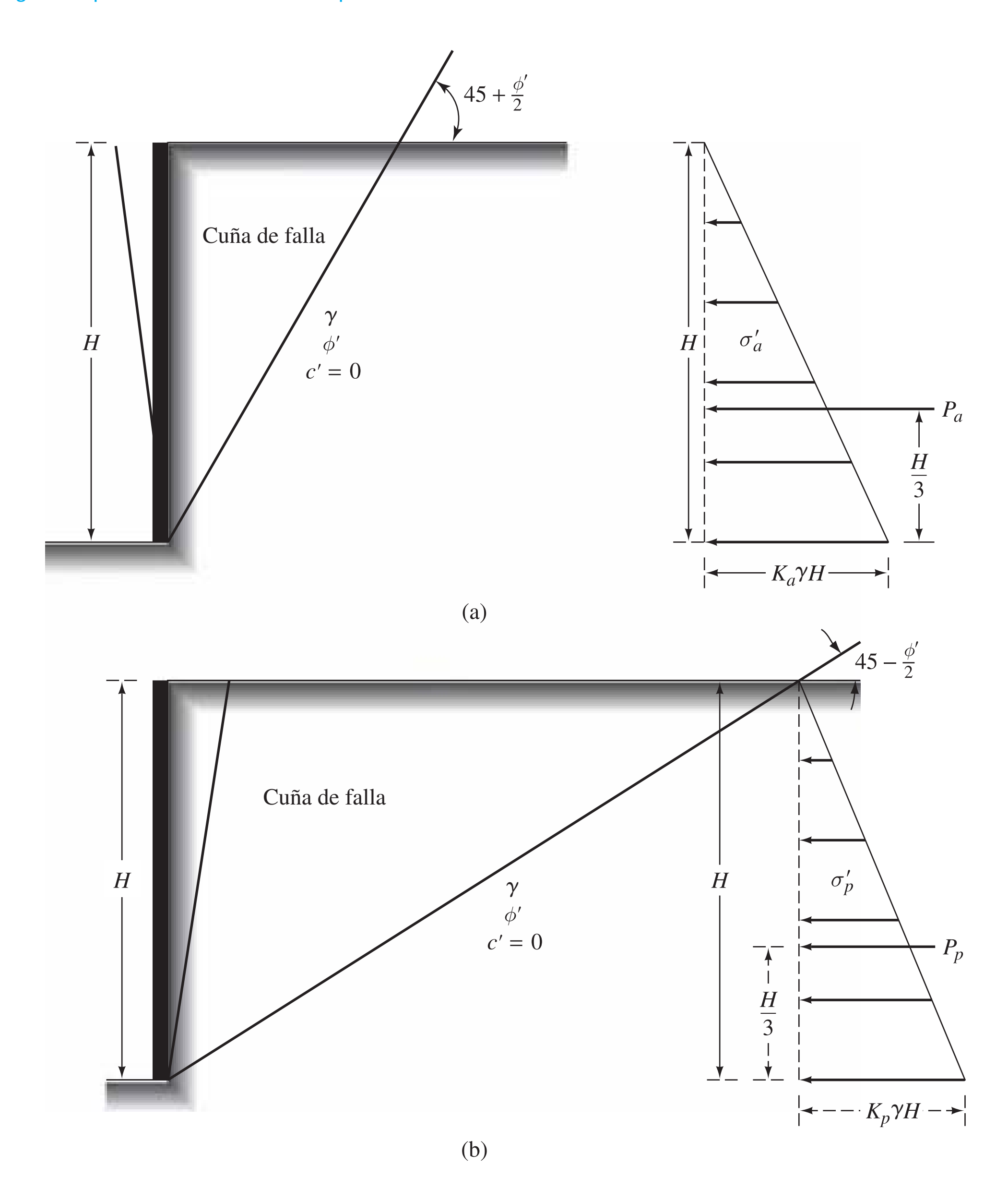


Figura 14.7 Distribución de la presión contra un muro de contención para el suelo de relleno no cohesivo con la superficie horizontal del terreno: (a) estado activo de Rankine, (b) estado pasivo de Rankine

está soportando una presión de sobrecarga q por unidad de área. De la ecuación (14.18), sabemos que la presión activa de tierra efectiva a cualquier profundidad se puede dar por

$$\sigma'_a = K_a\sigma'_o \tag{14.25}$$

donde σ'_o y σ'_a son la presión vertical efectiva y presión lateral, respectivamente.

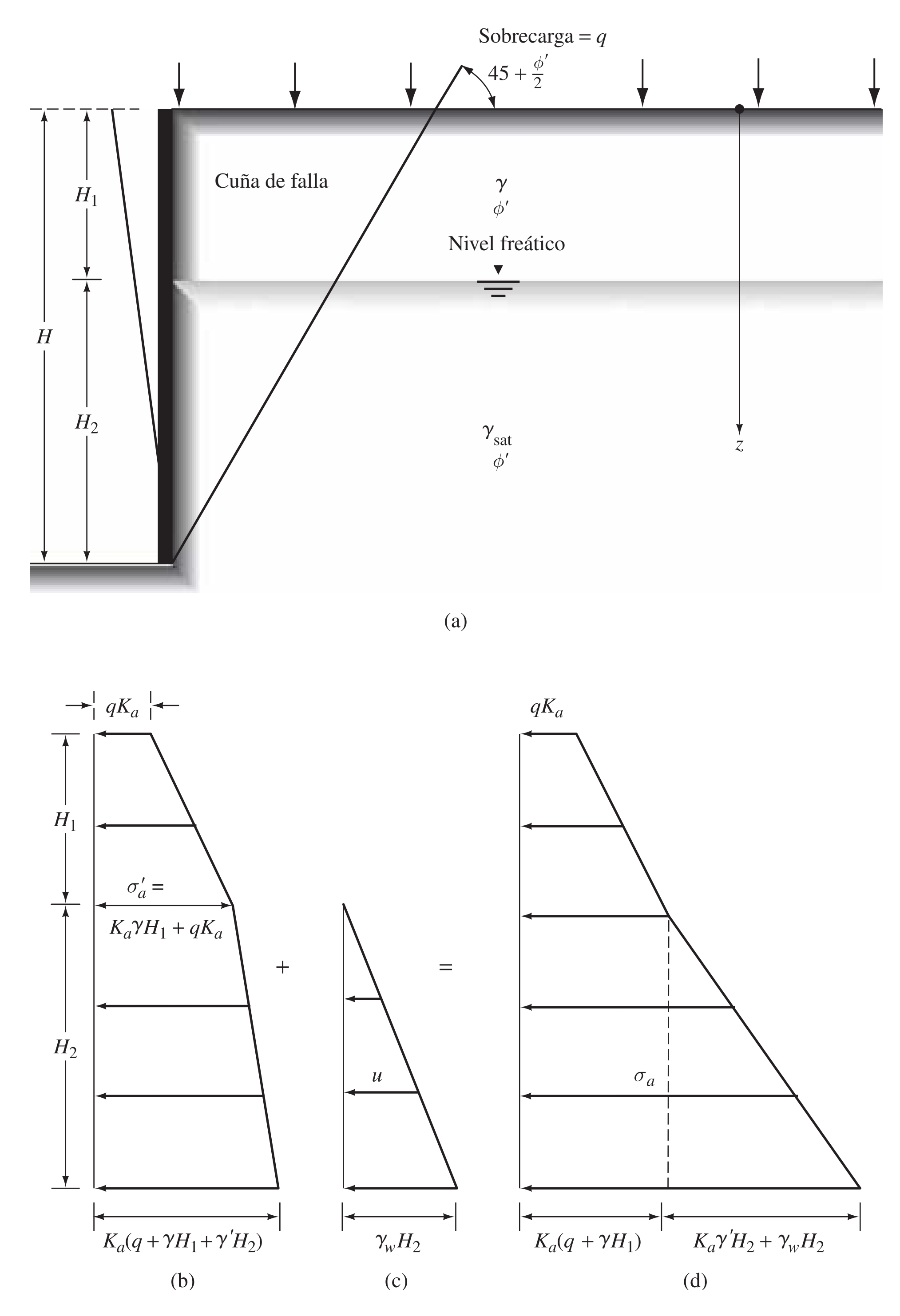


Figura 14.8 Distribución de la presión activa de tierra de Rankine contra un muro de contención para suelo de relleno no cohesivo parcialmente sumergido soportando una sobrecarga

En $z = 0$,

$$\sigma_o = \sigma'_o = q \tag{14.26}$$

y

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_a q \tag{14.27}$$

Para una profundidad $z = H_1$,

$$\sigma_o = \sigma'_o = (q + \gamma H_1) \tag{14.28}$$

y

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_a(q + \gamma H_1) \tag{14.29}$$

Para una profundidad $z = H$,

$$\sigma'_o = (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \tag{14.30}$$

y

$$\sigma'_a = K_a(q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \tag{14.31}$$

donde $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$. La variación de σ'_a con la profundidad se muestra en la figura 14.8b.

La presión lateral del agua intersticial sobre la pared entre $z = 0$ y H_1 es 0, y para $z > H_1$ ésta aumenta linealmente con la profundidad (figura 14.8c). Para $z = H$,

$$u = \gamma_w H_2$$

El diagrama de la presión lateral total, σ'_a, (figura 14.8d) es la suma de los diagramas de presión que se muestran en las figuras 14.8b y c. La fuerza activa total por unidad de longitud de la pared es el área del diagrama de presión total. Por lo tanto,

$$P_a = K_a q H + \frac{1}{2}K_a\gamma H_1^2 + K_a\gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2}(K_a\gamma' + \gamma_w)H_2^2 \tag{14.32}$$

Caso pasivo. La figura 14.9a muestra el mismo muro de contención de la figura 14.8a. La presión pasiva de Rankine (efectiva) a cualquier profundidad contra la pared puede ser dada por la ecuación (14.20):

$$\sigma'_p = K_p\sigma'_o$$

Usando la ecuación anterior, podemos determinar la variación de σ'_p con la profundidad, como se muestra en la figura 14.9b. La variación de la presión del agua sobre la pared con la profundidad se muestra en la figura 14.9c. La figura 14.9d muestra la distribución de la presión total, σ'_p, con la profundidad. La fuerza pasiva lateral total por unidad de longitud de la pared es el área del diagrama dado en la figura 14.9d, o

$$P_p = K_p q H + \frac{1}{2}K_p\gamma H_1^2 + K_p\gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2}(K_p\gamma' + \gamma_w)H_2^2 \tag{14.33}$$

Suelo de relleno cohesivo con relleno horizontal

Caso activo. La figura 14.10a muestra un muro de contención sin fricción con un suelo de relleno cohesivo. La presión activa contra la pared a cualquier profundidad puede expresarse como [ecuación (14.15)]

$$\sigma'_a = K_a\gamma z - 2c'\sqrt{K_a}$$

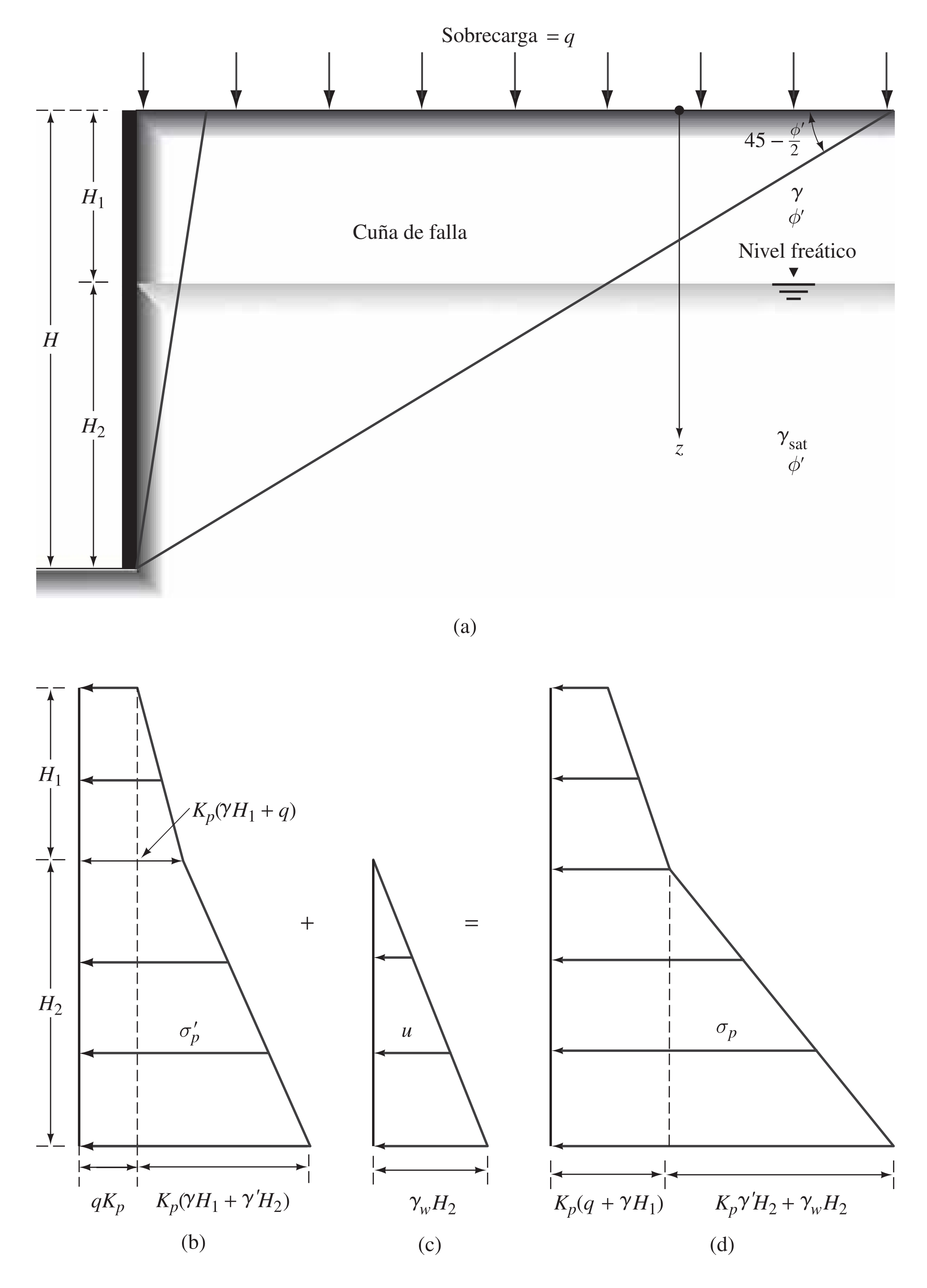


Figura 14.9 Distribución de la presión pasiva de tierra de Rankine contra un muro de contención para suelo de relleno no cohesivo parcialmente sumergido soportando una sobrecarga

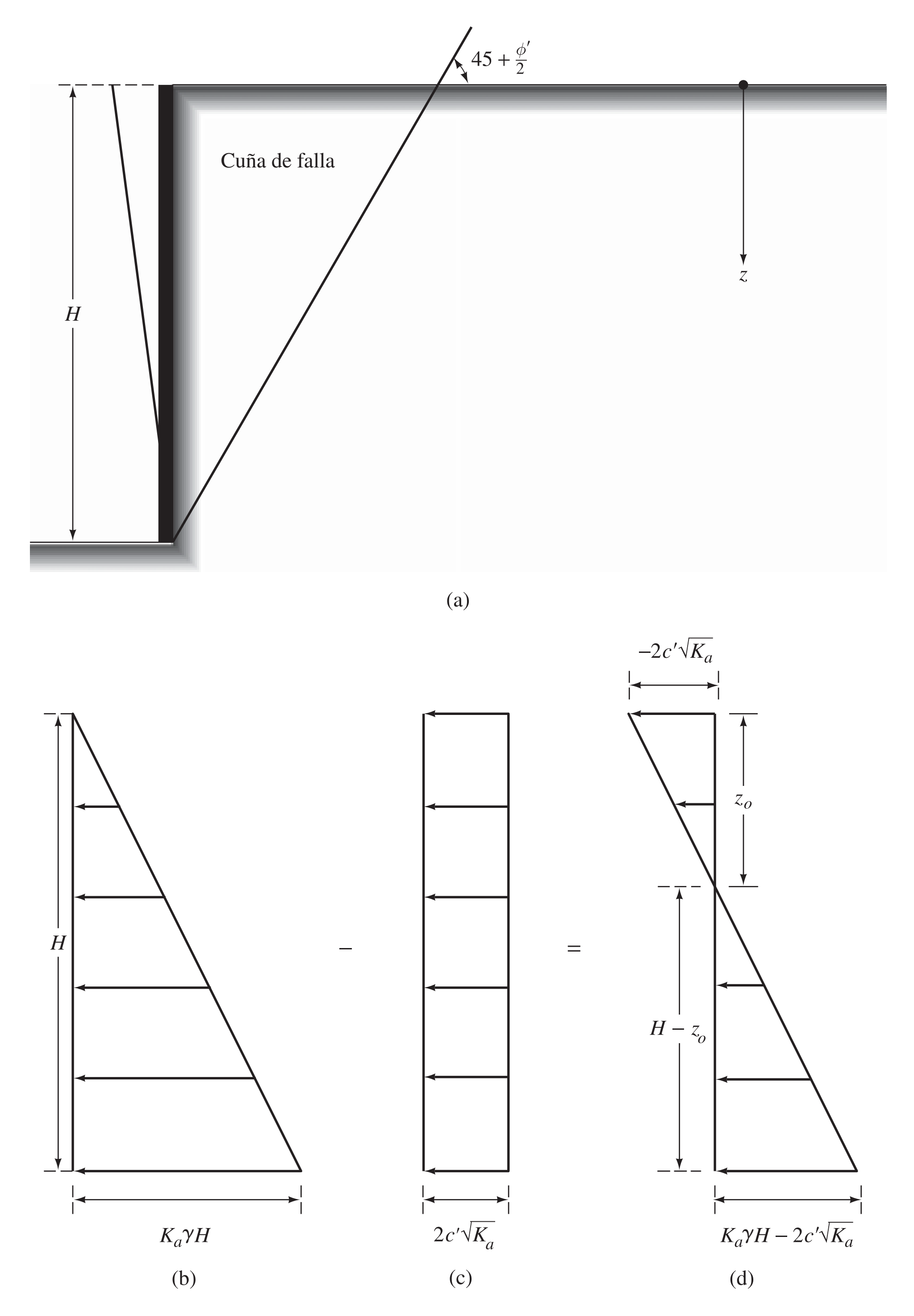


Figura 14.10 Distribución de la presión activa de tierra de Rankine contra un muro de contención para suelo de relleno cohesivo

La variación de $K_a \gamma z$ con la profundidad se muestra en la figura 14.10b y la variación de $2c' \sqrt{K_a}$ la profundidad se muestra en la figura 14.10c. Observe que $2c' \sqrt{K_a}$ no es una función de z y, por lo tanto, la figura 14.10c es un rectángulo. La variación del valor neto de σ'_a con la profundidad se representa gráficamente en la figura 14.10d. Observe también que, debido al efecto de cohesión, σ'_a es negativo en la parte superior del muro de contención. La profundidad z_o a la que la presión activa se hace igual a 0 se puede encontrar a partir de la ecuación (14.16) como

$$K_a \gamma z_o - 2c' \sqrt{K_a} = 0$$

o

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}} \tag{14.34}$$

Para la condición no drenada, es decir, $\phi = 0$, $K_a = \tan^2 45 = 1$ y $c = c_u$ (cohesión no drenada), tenemos

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma} \tag{14.35}$$

Por lo tanto, con el tiempo las grietas de tensión en la interfase suelo-pared se desarrollarán hasta una profundidad z_o.

La fuerza activa total por unidad de longitud de la pared se puede encontrar a partir del área del diagrama de presión total (figura 14.10d), o

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2\sqrt{K_a} cH \tag{14.36}$$

Para la condición $\phi = 0$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2c_u H \tag{14.37}$$

Para el cálculo de la fuerza activa total es una práctica común tomar en cuenta las grietas de tensión. Puesto que no hay contacto entre el suelo y la pared hasta una profundidad z_o después del desarrollo de grietas de tensión, sólo se considera la distribución de la presión activa contra la pared entre $z = 2c'/(\gamma \sqrt{K_a})$ y H (figura 14.10d). En ese caso,

$$P_a = \frac{1}{2}(K_a \gamma H - 2\sqrt{K_a} c')\left(H - \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}}\right)$$

$$= \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2\sqrt{K_a} c' H + 2\frac{c'^2}{\gamma} \tag{14.38}$$

Para la condición $\phi = 0$,

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2c_u H + 2\frac{c_u^2}{\gamma} \tag{14.39}$$

Note que en la ecuación (14.39) γ es el peso unitario saturado del suelo.

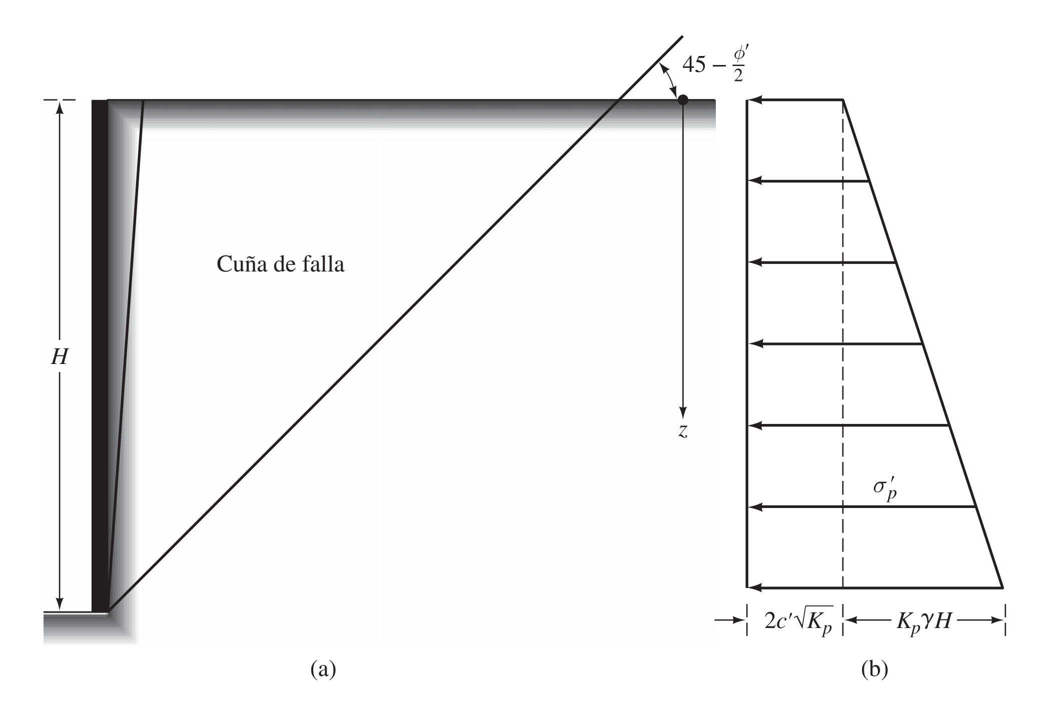


Figura 14.11 Distribución de la presión pasiva de tierra de Rankine contra un muro de contención para suelo de relleno cohesivo

Caso pasivo. La figura 14.11a muestra el mismo muro de contención con relleno similar al considerado en la figura 11.10a. La presión pasiva de Rankine contra la pared a la profundidad z puede ser dada por [ecuación (14.19)]

$$\sigma'_p = K_p\gamma z + 2\sqrt{K_p}c'$$

Para $z = 0$,

$$\sigma_p = \sigma'_p = 2\sqrt{K_p}c' \tag{14.40}$$

y en $z = H$,

$$\sigma_p = \sigma'_p = K_p\gamma H + 2\sqrt{K_p}c' \tag{14.41}$$

La variación de $\sigma_p = \sigma'_p$ se muestra con detalle en la figura 14.11b. La fuerza pasiva por unidad de longitud de la pared se puede encontrar a partir del área de los diagramas de presión como

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma H^2 + 2\sqrt{K_p}c'H \tag{14.42}$$

Para la condición $\phi = 0$, $K_p = 1$ y

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 + 2c_u H \tag{14.43}$$

En la ecuación (14.43), γ es el peso unitario saturado del suelo.

Ejemplo 14.1

Si la pared de retención que se muestra en la figura 14.12 no puede moverse, ¿cuál será la fuerza lateral por unidad de longitud de la pared? Use $\phi' = 26°$.

Solución

Si la pared no puede moverse, el relleno va a ejercer presión de tierra en reposo. Por lo tanto,

$$\sigma'_h = \sigma_h = K_o\sigma'_o = K_o(\gamma z) \qquad \text{[ecuación (14.2)]}$$

De la ecuación (14.4),

$$K_o = (1 - \text{sen}\ \phi')(OCR)^{\text{sen}\ \phi'} = (1 - \text{sen}\ 26)(2)^{\text{sen}\ 26} = 0.761$$

y en $z = 0$, $\sigma'_h = 0$; a 4.5 m, $\sigma'_h = (0.761)(4.5)(17) = 58.22\ \text{kN/m}^2$.

El diagrama de distribución de la presión total será similar al mostrado en la figura 14.2.

$$P_o = \frac{1}{2}(4.5)(58.22) = \mathbf{131\ kN/m}$$

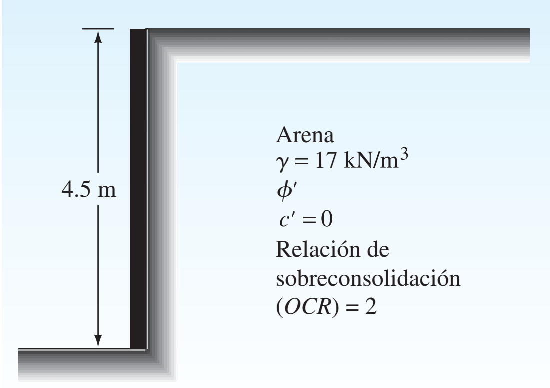


Figura 14.12

Ejemplo 14.2

Calcule las fuerzas activas y pasivas Rankine por unidad de longitud de la pared que se muestra en la figura 14.12, y también determine la ubicación de la resultante. Use $\phi' = 32°$.

Solución

Para determinar la fuerza activa, ya que $c' = 0$, tenemos

$$\sigma'_a = K_a\sigma'_o = K_a\gamma z$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\ \phi'}{1 + \text{sen}\ \phi'} = \frac{1 - \text{sen}\ 32°}{1 + \text{sen}\ 32°} = 0.307$$

en $z = 0$, $\sigma'_a = 0$; en $z = 4.5$ m, $\sigma'_a = (0.307)(17)(4.5) = 23.49\ \text{kN/m}^2$.

El diagrama de distribución de la presión activa será similar al mostrado en la figura 14.7a.

$$\text{Fuerza activa, } P_a = \frac{1}{2}(4.5)(23.49)$$
$$= \mathbf{52.85\ kN/m}$$

La distribución de presión total es triangular, por lo que P_a actuará a una distancia de 4.5/3 = 1.5 m por encima de la parte inferior de la pared.

Para determinar la fuerza pasiva, se nos da $c' = 0$, por lo tanto

$$\sigma'_p = \sigma_p = K_p\sigma'_o = K_p\gamma z$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\ \phi'}{1 - \text{sen}\ \phi'} = \frac{1 + 0.53}{1 - 0.53} = 3.26$$

Para $z = 0$, $\sigma'_p = 0$; en $z = 4.5$ m, $\sigma'_p = 3.26(17)(4.5) = 249.39$ kN/m^2.

La distribución de la presión pasiva total de la pared será como se muestra en la figura 14.7b.

$$P_p = \frac{1}{2}(4.5)(249.39) = \mathbf{561.13\ kN/m}$$

La resultante actuará a una distancia de 5/3 = **1.67 m por encima de la parte inferior de la pared**.

Ejemplo 14.3

Un muro de contención que tiene un relleno de arcilla saturada suave se muestra en la figura 14.13. Para la condición no drenada ($\phi = 0$) del relleno, determine los siguientes valores:

a. Profundidad máxima de la grieta de tensión
b. P_a antes de que ocurra la grieta de tensión
c. P_a después de que ocurra la grieta de tensión

Solución

Para $\phi = 0$, $K_a = \tan^2 45 = 1$ y $c' = c_u$. De la ecuación (14.16), para la condición no drenada tenemos

$$\sigma_a = \gamma z - 2c_u$$

Para $z = 0$,

$$\sigma_a = -2c_u = -(2)(10) = 20 \text{ kN/m}^2$$

Para $z = 6$ m,

$$\sigma_a = (16.5)(6) - (2)(10) = 79 \text{ kN/m}^2$$

En la figura 14.13b se muestra la variación de σ_a con la profundidad.

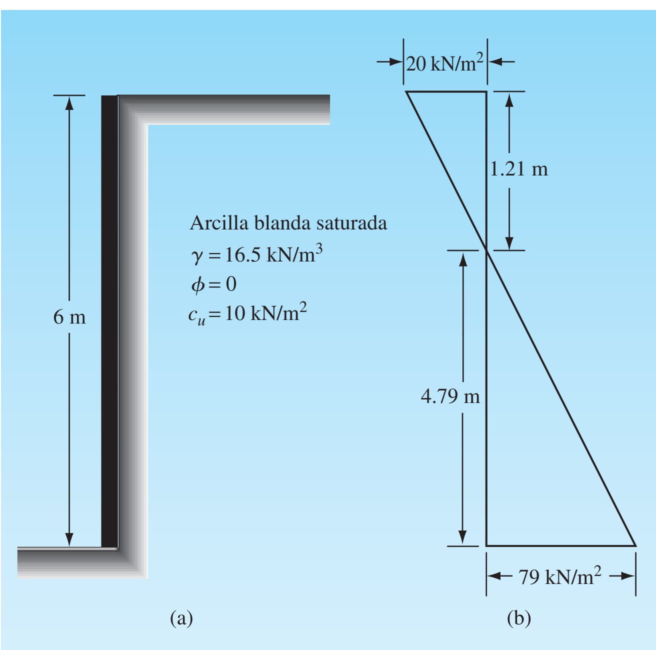


Figura 14.13

Inciso a

De la ecuación (14.35), la profundidad de la grieta de tensión es igual a

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{(2)(10)}{16.5} = \mathbf{1.21\ m}$$

Inciso b

Antes de que ocurra la grieta de tensión [ecuación (14.37)],

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2c_u H$$

o

$$P_a = \frac{1}{2}(16.5)(6)^2 - 2(10)(6) = \mathbf{177\ kN/m}$$

Inciso c

Después de que ocurre la grieta de tensión,

$$P_a = \frac{1}{2}(6 - 1.21)(79) = \mathbf{189.2\ kN/m}$$

Ejemplo 14.4

En la figura 14.14 se muestra un muro de contención. Determine la fuerza activa de Rankine, P_a, por unidad de longitud de la pared. También determine la ubicación de la resultante.

Solución

Dada $c' = 0$, sabemos que $\sigma'_a = K_a \sigma'_o$. Para la capa superior del suelo, el coeficiente de presión activa de tierra de Rankine es

$$K_a = K_{a(1)} = \frac{1 - \text{sen } 30°}{1 + \text{sen } 30°} = \frac{1}{3}$$

Para la capa inferior,

$$K_a = K_{a(2)} = \frac{1 - \text{sen } 35°}{1 + \text{sen } 35°} = \frac{0.4264}{1.5736} = 0.271$$

Para $z = 0$, $\sigma'_o = 0$. Para $z = 1.2$ m (justo dentro de la parte inferior de la capa superior), $\sigma'_o = (1.2)(16.5) = 19.8 \text{ kN/m}^2$. Así

$$\sigma'_a = K_{a(1)} \sigma'_o = \frac{1}{3}(19.8) = 6.6 \text{ kN/m}^2$$

Una vez más, para $z = 1.2$ m (en la capa inferior), $\sigma'_o = (1.2)(16.5) = 19.8 \text{ kN/m}^2$ y

$$\sigma'_a = K_{a(2)} \sigma'_o = (0.271)(19.8) = 5.37 \text{ kN/m}^2$$

Para $z = 6$ m,

$$\sigma'_o = (1.2)(16.5) + (4.8)(19.2 - \underset{\substack{\uparrow \\ \gamma_w}}{9.81}) = 64.87 \text{ kN/m}^2$$

y

$$\sigma'_a = K_{a(2)} \sigma'_o = (0.271)(64.87) = 17.58 \text{ kN/m}^2$$

En la figura 14.14b se muestra la variación de σ'_a con la profundidad.

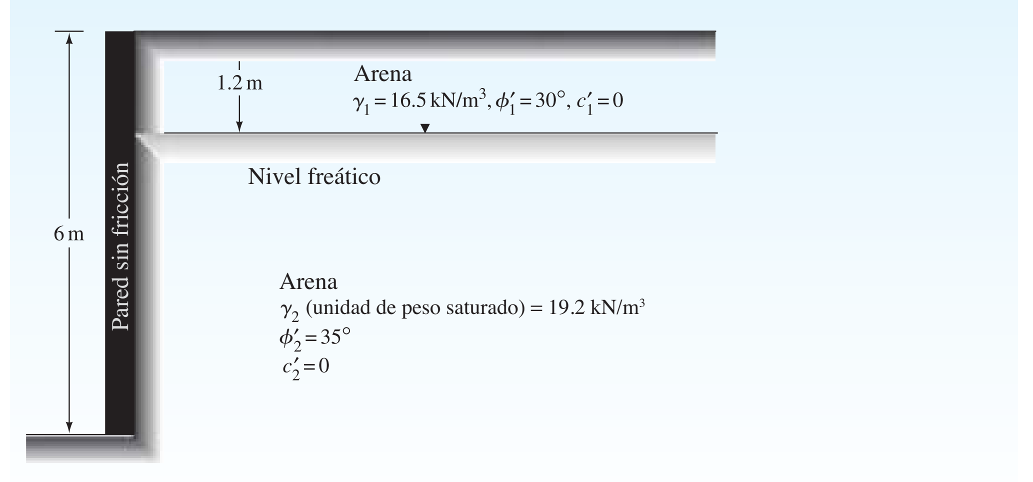


Figura 14.14

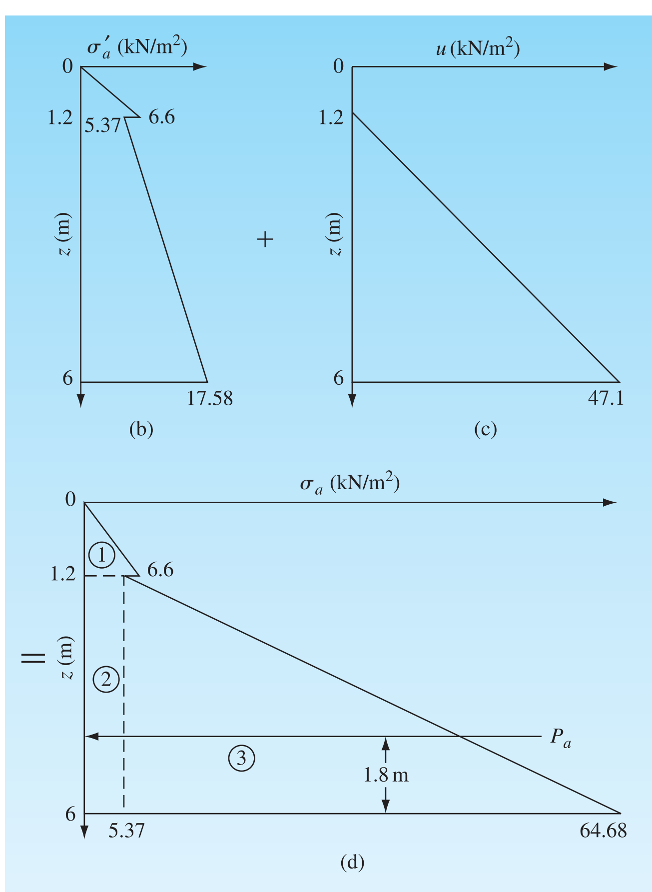


Figura 14.14 *(continuación)*

Las presiones laterales del agua intersticial son de la siguiente manera:

- A $z = 0$, $u = 0$
- A $z = 1.2$ m, $u = 0$
- A $z = 6$ m, $u = (4.8)(\gamma_w) = (4.8)(9.81) = 47.1$ kN/m^2

La variación de u con la profundidad se muestra en la figura 14.14c, y la variación de σ_a (presión activa total) se muestra en la figura 14.14d. Por lo tanto,

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right)(6.6)(1.2) + (4.8)(5.37) + \left(\frac{1}{2}\right)(4.8)(64.68 - 5.37)$$
$$= 3.96 + 25.78 + 142.34 = \mathbf{172.08\ kN/m}$$

La ubicación de la resultante puede ser determinada tomando el momento sobre la parte inferior de la pared. Por lo tanto,

$$\bar{z} = \frac{3.96\left(4.8 + \dfrac{1.2}{3}\right) + (25.78)(2.4) + (142.34)\left(\dfrac{4.8}{3}\right)}{172.08} = \mathbf{1.8\ m}$$

14.5 Presión activa Rankine con relleno granular inclinado

En la sección 14.3 consideramos muros de contención con la parte posterior vertical y el relleno horizontal. Sin embargo, en algunos casos el relleno puede tener una inclinación continua en un ángulo α con la horizontal, como se muestra en la figura 14.15, para el caso de presión activa. En tales casos las direcciones de las presiones activas o pasivas de Rankine ya no son horizontales. Más bien, las direcciones de la presión están inclinadas en un ángulo α con la horizontal. Si el relleno es un suelo granular con un ángulo de fricción de drenado ϕ' y $c' = 0$, entonces

$$\sigma'_a = \gamma z K_a$$

donde

$$K_a = \text{coeficiente de presión activa de Rankine}$$

$$= \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}} \qquad (14.44)$$

La fuerza activa por unidad de longitud de la pared se puede dar como

$$P_a = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2 \qquad (14.45)$$

La línea de acción de las resultantes actúa a una distancia de $H/3$ medida desde la parte inferior de la pared. En la tabla 14.2 se indican los valores de K_a para diversas combinaciones de α y ϕ'.

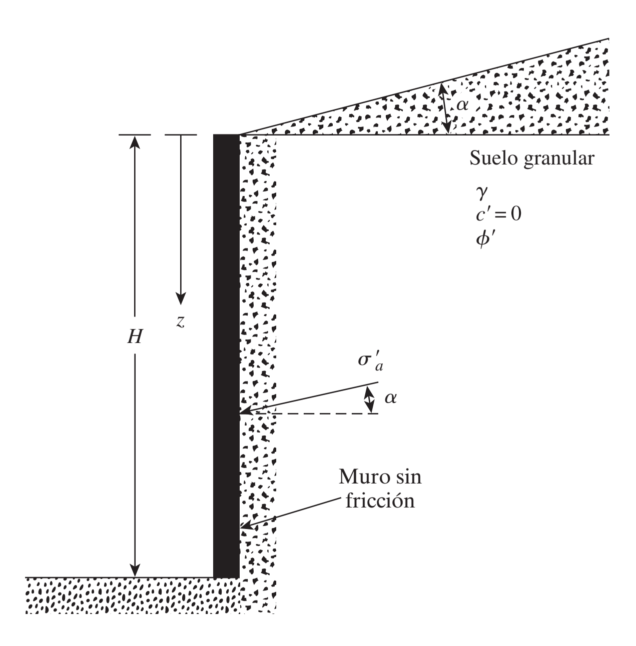


Figura 14.15 Muro de contención vertical sin fricción con relleno inclinado

Tabla 14.2 Valores de K_a [ecuación (14.44)]

α (grados) ↓	ϕ' (grados) → 28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0	0.3610	0.3470	0.3333	0.3201	0.3073	0.2948	0.2827	0.2710	0.2596	0.2486	0.2379	0.2275	0.2174
1	0.3612	0.3471	0.3335	0.3202	0.3074	0.2949	0.2828	0.2711	0.2597	0.2487	0.2380	0.2276	0.2175
2	0.3618	0.3476	0.3339	0.3207	0.3078	0.2953	0.2832	0.2714	0.2600	0.2489	0.2382	0.2278	0.2177
3	0.3627	0.3485	0.3347	0.3214	0.3084	0.2959	0.2837	0.2719	0.2605	0.2494	0.2386	0.2282	0.2181
4	0.3639	0.3496	0.3358	0.3224	0.3094	0.2967	0.2845	0.2726	0.2611	0.2500	0.2392	0.2287	0.2186
5	0.3656	0.3512	0.3372	0.3237	0.3105	0.2978	0.2855	0.2736	0.2620	0.2508	0.2399	0.2294	0.2192
6	0.3676	0.3531	0.3389	0.3253	0.3120	0.2992	0.2868	0.2747	0.2631	0.2518	0.2409	0.2303	0.2200
7	0.3701	0.3553	0.3410	0.3272	0.3138	0.3008	0.2883	0.2761	0.2644	0.2530	0.2420	0.2313	0.2209
8	0.3730	0.3580	0.3435	0.3294	0.3159	0.3027	0.2900	0.2778	0.2659	0.2544	0.2432	0.2325	0.2220
9	0.3764	0.3611	0.3463	0.3320	0.3182	0.3049	0.2921	0.2796	0.2676	0.2560	0.2447	0.2338	0.2233
10	0.3802	0.3646	0.3495	0.3350	0.3210	0.3074	0.2944	0.2818	0.2696	0.2578	0.2464	0.2354	0.2247
11	0.3846	0.3686	0.3532	0.3383	0.3241	0.3103	0.2970	0.2841	0.2718	0.2598	0.2482	0.2371	0.2263
12	0.3896	0.3731	0.3573	0.3421	0.3275	0.3134	0.2999	0.2868	0.2742	0.2621	0.2503	0.2390	0.2281
13	0.3952	0.3782	0.3620	0.3464	0.3314	0.3170	0.3031	0.2898	0.2770	0.2646	0.2527	0.2412	0.2301
14	0.4015	0.3839	0.3671	0.3511	0.3357	0.3209	0.3068	0.2931	0.2800	0.2674	0.2552	0.2435	0.2322
15	0.4086	0.3903	0.3729	0.3564	0.3405	0.3253	0.3108	0.2968	0.2834	0.2705	0.2581	0.2461	0.2346
16	0.4165	0.3975	0.3794	0.3622	0.3458	0.3302	0.3152	0.3008	0.2871	0.2739	0.2612	0.2490	0.2373
17	0.4255	0.4056	0.3867	0.3688	0.3518	0.3356	0.3201	0.3053	0.2911	0.2776	0.2646	0.2521	0.2401
18	0.4357	0.4146	0.3948	0.3761	0.3584	0.3415	0.3255	0.3102	0.2956	0.2817	0.2683	0.2555	0.2433
19	0.4473	0.4249	0.4039	0.3842	0.3657	0.3481	0.3315	0.3156	0.3006	0.2862	0.2724	0.2593	0.2467
20	0.4605	0.4365	0.4142	0.3934	0.3739	0.3555	0.3381	0.3216	0.3060	0.2911	0.2769	0.2634	0.2504
21	0.4758	0.4498	0.4259	0.4037	0.3830	0.3637	0.3455	0.3283	0.3120	0.2965	0.2818	0.2678	0.2545
22	0.4936	0.4651	0.4392	0.4154	0.3934	0.3729	0.3537	0.3356	0.3186	0.3025	0.2872	0.2727	0.2590
23	0.5147	0.4829	0.4545	0.4287	0.4050	0.3832	0.3628	0.3438	0.3259	0.3091	0.2932	0.2781	0.2638
24	0.5404	0.5041	0.4724	0.4440	0.4183	0:3948	0.3731	0.3529	0.3341	0.3164	0.2997	0.2840	0.2692
25	0.5727	0.5299	0.4936	0.4619	0.4336	0.4081	0.3847	0.3631	0.3431	0.3245	0.3070	0.2905	0.2750

14.6 Teoría de Coulomb de la presión de tierra sobre muros de contención con fricción

Hasta ahora, en nuestro estudio de presiones activas y pasivas se ha considerado el caso de paredes sin fricción. En realidad, los muros de contención son ásperos y las fuerzas de corte se desarrollan entre la cara del muro y el relleno. Hace más de 200 años, Coulomb (1776) presentó una teoría de presiones activas y pasivas contra los muros de contención. En esta teoría Coulomb supone que la *superficie de falla es un plano*. La fricción de la pared se ha tenido en consideración. Los principios generales de la deducción de la teoría de Coulomb de la presión para un *relleno sin cohesión* (resistencia al corte definido por la ecuación $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$) se presentan en esta sección.

Caso activo

Sea *AB* (figura 14.16a) la cara posterior de un muro de contención que soporta un suelo granular cuya superficie está constantemente inclinada en un ángulo α con la horizontal. *BC* es una superficie del plano de prueba de falla. Suponiendo que la estabilidad de la cuña *ABC* probablemente falle, las siguientes fuerzas están involucradas (por unidad de longitud de la pared):

1. *W*, el peso efectivo de la cuña del suelo.
2. *F*, la resultante de las fuerzas de corte y normal sobre la superficie de falla, *BC*. Ésta tiene una inclinación en un ángulo ϕ' a la normal trazada al plano *BC*.
3. P_a, la fuerza activa por unidad de longitud de la pared. La dirección de P_a está inclinada en un ángulo δ' a la normal trazada a la cara de la pared que soporta el suelo. δ' es el ángulo de fricción entre el suelo y la pared.

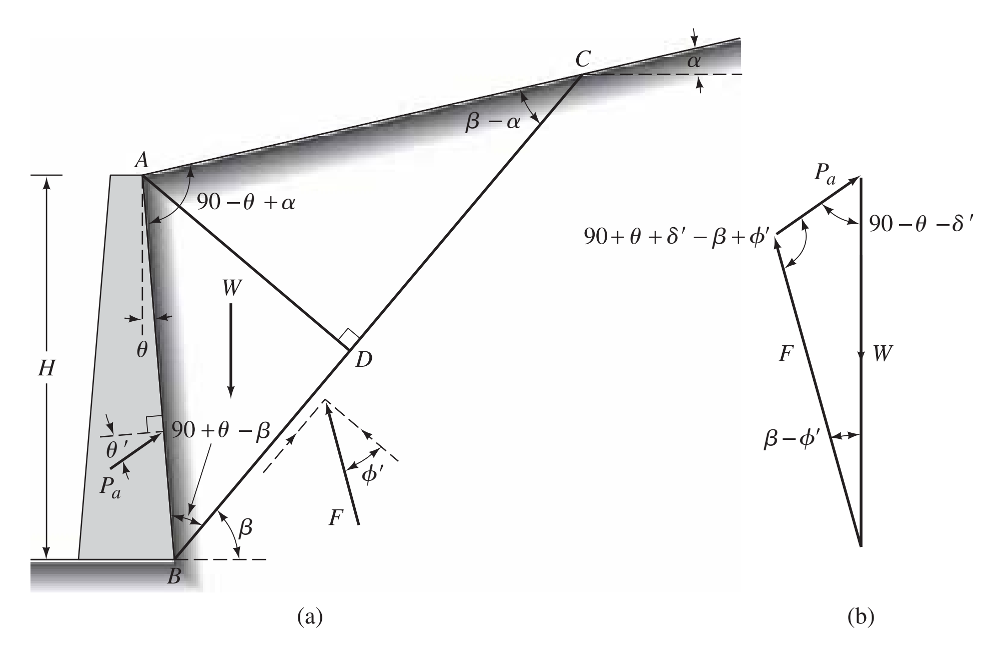


Figura 14.16 Presión activa de Coulomb: (a) prueba de falla de la cuña; (b) polígono de fuerza (*Nota:* δ' = ángulo de fricción entre el suelo y la cara posterior del muro)

En la figura 14.16b se muestra el triángulo de fuerzas de la cuña. A partir de la ley de los senos, tenemos

$$\frac{W}{\text{sen}\,(90 + \theta + \delta' - \beta + \phi')} = \frac{P_a}{\text{sen}\,(\beta - \phi')} \tag{14.46}$$

o

$$P_a = \frac{\text{sen}(\beta - \phi')}{\text{sen}\,(90 + \theta + \delta' - \beta + \phi')} W \tag{14.47}$$

La ecuación anterior se puede escribir en la forma

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{\cos(\theta - \beta)\cos(\theta - \alpha)\,\text{sen}(\beta - \phi')}{\cos^2\theta\,\text{sen}(\beta - \alpha)\,\text{sen}(90 + \theta + \delta' - \beta + \phi')} \right] \tag{14.48}$$

donde γ = peso unitario del relleno. Los valores de γ, H, θ, α, ϕ' y δ' son constantes, y β es la única variable. Para determinar el valor crítico de β para la máxima P_a, tenemos

$$\frac{dP_a}{d\beta} = 0 \tag{14.49}$$

Después de resolver la ecuación (14.49), cuando la relación se sustituye en la ecuación (14.48), se obtiene la presión activa de Coulomb como

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{14.50}$$

donde K_a es el coeficiente de presión activa de Coulomb, dada por

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2\theta\cos(\delta' + \theta)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\text{sen}(\delta' + \phi')\,\text{sen}(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta)\cos(\theta - \alpha)}}\right]^2} \tag{14.51}$$

Note que cuando $\alpha = 0°$, $\theta = 0°$ y $\delta' = 0°$, el coeficiente de presión activa de Coulomb se hace igual a $(1 - \text{sen}\,\phi')/(1 + \text{sen}\,\phi')$, que es el mismo que el coeficiente de presión de Rankine dado al inicio de este capítulo.

La variación de los valores de K_a para muros de contención con una vuelta vertical ($\theta = 0$) y relleno horizontal ($\alpha = 0$) se da en la tabla 14.3. De esta tabla se observa que para un valor dado de ϕ', el efecto de la fricción de la pared es para reducir un tanto el coeficiente de presión activa de la tierra.

Las tablas 14.4 y 14.5 dan los valores de K_a [ecuación (14.51)] para $\delta' = \frac{2}{3}\phi'$ y $\delta' = \phi'/2$. Estas tablas pueden ser útiles en el diseño del muro de contención (véase capítulo 15).

Caso pasivo

La figura 14.17a muestra un muro de contención con un relleno inclinado no cohesivo similar al considerado en la figura 14.16a. El polígono de fuerzas para el equilibrio de la cuña ABC para el estado pasivo se muestra en la figura 14.17b. P_p es la notación para la fuerza pasiva.

Tabla 14.3 Valores de K_a [ecuación (14.51)] para $\theta = 0°$, $\alpha = 0°$

↓ ϕ' (grados)	δ' (grados)→ 0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

Tabla 14.4 Valores de K_a [ecuación (14.51)]. *Nota*: $\delta' = \frac{2}{3}\phi'$

α (grados)	ϕ' (grados)	θ (grados) 0	5	10	15	20	25
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3467	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	0.2860	0.3235	0.3655	0.4133	0.4682	0.5326
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	33	0.2645	0.3019	0.3439	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4824
	37	0.2257	0.2626	0.3042	0.3520	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.3337	0.3894	0.4553
	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4468
	41	0.1918	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4384
	42	0.1840	0.2197	0.2606	0.3080	0.3637	0.4302
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6190
	29	0.3295	0.3709	0.4175	0.4707	0.5325	0.6056
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	31	0.3039	0.3451	0.3916	0.4447	0.5067	0.5800
	32	0.2919	0.3329	0.3792	0.4324	0.4943	0.5677
	33	0.2803	0.3211	0.3673	0.4204	0.4823	0.5558
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
	35	0.2583	0.2987	0.3446	0.3975	0.4594	0.5330
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5221
	37	0.2379	0.2778	0.3233	0.3759	0.4377	0.5115
	38	0.2282	0.2679	0.3131	0.3656	0.4273	0.5012
	39	0.2188	0.2582	0.3033	0.3556	0.4172	0.4911
	40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4813
	41	0.2011	0.2398	0.2844	0.3363	0.3978	0.4718
	42	0.1927	0.2311	0.2753	0.3271	0.3884	0.4625

(continúa)

Tabla 14.4 *(continuación)*

α (grados)	ϕ' (grados)	θ (grados)					
		0	5	10	15	20	25
10	28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
	29	0.3548	0.4007	0.4528	0.5128	0.5831	0.6672
	30	0.3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	31	0.3259	0.3713	0.4230	0.4826	0.5526	0.6365
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6219
	33	0.2993	0.3442	0.3953	0.4545	0.5242	0.6078
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
	35	0.2748	0.3190	0.3696	0.4283	0.4976	0.5810
	36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
	37	0.2522	0.2957	0.3456	0.4037	0.4726	0.5558
	38	0.2415	0.2846	0.3342	0.3920	0.4607	0.5437
	39	0.2313	0.2740	0.3231	0.3807	0.4491	0.5321
	40	0.2214	0.2636	0.3125	0.3697	0.4379	0.5207
	41	0.2119	0.2537	0.3021	0.3590	0.4270	0.5097
	42	0.2027	0.2441	0.2921	0.3487	0.4164	0.4990
15	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5868	0.6685	0.7670
	29	0.3881	0.4397	0.4987	0.5672	0.6483	0.7463
	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7265
	31	0.3541	0.4049	0.4629	0.5305	0.6106	0.7076
	32	0.3384	0.3887	0.4462	0.5133	0.5930	0.6895
	33	0.3234	0.3732	0.4303	0.4969	0.5761	0.6721
	34	0.3091	0.3583	0.4150	0.4811	0.5598	0.6554
	35	0.2954	0.3442	0.4003	0.4659	0.5442	0.6393
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4513	0.5291	0.6238
	37	0.2698	0.3175	0.3726	0.4373	0.5146	0.6089
	38	0.2578	0.3050	0.3595	0.4237	0.5006	0.5945
	39	0.2463	0.2929	0.3470	0.4106	0.4871	0.5805
	40	0.2353	0.2813	0.3348	0.3980	0.4740	0.5671
	41	0.2247	0.2702	0.3231	0.3858	0.4613	0.5541
	42	0.2146	0.2594	0.3118	0.3740	0.4491	0.5415
20	28	0.4602	0.5205	0.5900	0.6714	0.7689	0.8880
	29	0.4364	0.4958	0.5642	0.6445	0.7406	0.8581
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6195	0.7144	0.8303
	31	0.3935	0.4513	0.5179	0.5961	0.6898	0.8043
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6666	0.7799
	33	0.3559	0.4121	0.4769	0.5532	0.6448	0.7569
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5335	0.6241	0.7351
	35	0.3225	0.3771	0.4402	0.5148	0.6044	0.7144
	36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4969	0.5856	0.6947
	37	0.2925	0.3455	0.4071	0.4799	0.5677	0.6759
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4636	0.5506	0.6579
	39	0.2654	0.3168	0.3768	0.4480	0.5342	0.6407
	40	0.2529	0.3034	0.3626	0.4331	0.5185	0.6242
	41	0.2408	0.2906	0.3490	0.4187	0.5033	0.6083
	42	0.2294	0.2784	0.3360	0.4049	0.4888	0.5930

Tabla 14.5 Valores de K_a [ecuación (14.51)]. *Nota*: $\delta' = \phi'/2$

α (grados)	ϕ' (grados)	θ (grados) 0	5	10	15	20	25
0	28	0.3264	0.3629	0.4034	0.4490	0.5011	0.5616
	29	0.3137	0.3502	0.3907	0.4363	0.4886	0.5492
	30	0.3014	0.3379	0.3784	0.4241	0.4764	0.5371
	31	0.2896	0.3260	0.3665	0.4121	0.4645	0.5253
	32	0.2782	0.3145	0.3549	0.4005	0.4529	0.5137
	33	0.2671	0.3033	0.3436	0.3892	0.4415	0.5025
	34	0.2564	0.2925	0.3327	0.3782	0.4305	0.4915
	35	0.2461	0.2820	0.3221	0.3675	0.4197	0.4807
	36	0.2362	0.2718	0.3118	0.3571	0.4092	0.4702
	37	0.2265	0.2620	0.3017	0.3469	0.3990	0.4599
	38	0.2172	0.2524	0.2920	0.3370	0.3890	0.4498
	39	0.2081	0.2431	0.2825	0.3273	0.3792	0.4400
	40	0.1994	0.2341	0.2732	0.3179	0.3696	0.4304
	41	0.1909	0.2253	0.2642	0.3087	0.3602	0.4209
	42	0.1828	0.2168	0.2554	0.2997	0.3511	0.4117
5	28	0.3477	0.3879	0.4327	0.4837	0.5425	0.6115
	29	0.3337	0.3737	0.4185	0.4694	0.5282	0.5972
	30	0.3202	0.3601	0.4048	0.4556	0.5144	0.5833
	31	0.3072	0.3470	0.3915	0.4422	0.5009	0.5698
	32	0.2946	0.3342	0.3787	0.4292	0.4878	0.5566
	33	0.2825	0.3219	0.3662	0.4166	0.4750	0.5437
	34	0.2709	0.3101	0.3541	0.4043	0.4626	0.5312
	35	0.2596	0.2986	0.3424	0.3924	0.4505	0.5190
	36	0.2488	0.2874	0.3310	0.3808	0.4387	0.5070
	37	0.2383	0.2767	0.3199	0.3695	0.4272	0.4954
	38	0.2282	0.2662	0.3092	0.3585	0.4160	0.4840
	39	0.2185	0.2561	0.2988	0.3478	0.4050	0.4729
	40	0.2090	0.2463	0.2887	0.3374	0.3944	0.4620
	41	0.1999	0.2368	0.2788	0.3273	0.3840	0.4514
	42	0.1911	0.2276	0.2693	0.3174	0.3738	0.4410
10	28	0.3743	0.4187	0.4688	0.5261	0.5928	0.6719
	29	0.3584	0.4026	0.4525	0.5096	0.5761	0.6549
	30	0.3432	0.3872	0.4368	0.4936	0.5599	0.6385
	31	0.3286	0.3723	0.4217	0.4782	0.5442	0.6225
	32	0.3145	0.3580	0.4071	0.4633	0.5290	0.6071
	33	0.3011	0.3442	0.3930	0.4489	0.5143	0.5920
	34	0.2881	0.3309	0.3793	0.4350	0.5000	0.5775
	35	0.2757	0.3181	0.3662	0.4215	0.4862	0.5633
	36	0.2637	0.3058	0.3534	0.4084	0.4727	0.5495
	37	0.2522	0.2938	0.3411	0.3957	0.4597	0.5361
	38	0.2412	0.2823	0.3292	0.3833	0.4470	0.5230
	39	0.2305	0.2712	0.3176	0.3714	0.4346	0.5103
	40	0.2202	0.2604	0.3064	0.3597	0.4226	0.4979
	41	0.2103	0.2500	0.2956	0.3484	0.4109	0.4858
	42	0.2007	0.2400	0.2850	0.3375	0.3995	0.4740

(continúa)

Tabla 14.5 *(continuación)*

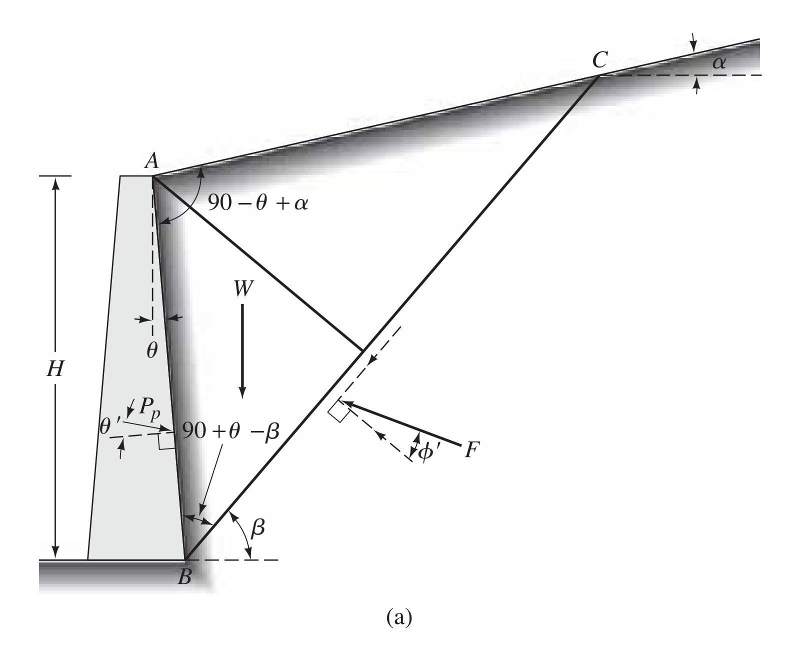
α (grados)	φ′ (grados)	θ (grados) 0	5	10	15	20	25
15	28	0.4095	0.4594	0.5159	0.5812	0.6579	0.7498
	29	0.3908	0.4402	0.4964	0.5611	0.6373	0.7284
	30	0.3730	0.4220	0.4777	0.5419	0.6175	0.7080
	31	0.3560	0.4046	0.4598	0.5235	0.5985	0.6884
	32	0.3398	0.3880	0.4427	0.5059	0.5803	0.6695
	33	0.3244	0.3721	0.4262	0.4889	0.5627	0.6513
	34	0.3097	0.3568	0.4105	0.4726	0.5458	0.6338
	35	0.2956	0.3422	0.3953	0.4569	0.5295	0.6168
	36	0.2821	0.3282	0.3807	0.4417	0.5138	0.6004
	37	0.2692	0.3147	0.3667	0.4271	0.4985	0.5846
	38	0.2569	0.3017	0.3531	0.4130	0.4838	0.5692
	39	0.2450	0.2893	0.3401	0.3993	0.4695	0.5543
	40	0.2336	0.2773	0.3275	0.3861	0.4557	0.5399
	41	0.2227	0.2657	0.3153	0.3733	0.4423	0.5258
	42	0.2122	0.2546	0.3035	0.3609	0.4293	0.5122
20	28	0.4614	0.5188	0.5844	0.6608	0.7514	0.8613
	29	0.4374	0.4940	0.5586	0.6339	0.7232	0.8313
	30	0.4150	0.4708	0.5345	0.6087	0.6968	0.8034
	31	0.3941	0.4491	0.5119	0.5851	0.6720	0.7772
	32	0.3744	0.4286	0.4906	0.5628	0.6486	0.7524
	33	0.3559	0.4093	0.4704	0.5417	0.6264	0.7289
	34	0.3384	0.3910	0.4513	0.5216	0.6052	0.7066
	35	0.3218	0.3736	0.4331	0.5025	0.5851	0.6853
	36	0.3061	0.3571	0.4157	0.4842	0.5658	0.6649
	37	0.2911	0.3413	0.3991	0.4668	0.5474	0.6453
	38	0.2769	0.3263	0.3833	0.4500	0.5297	0.6266
	39	0.2633	0.3120	0.3681	0.4340	0.5127	0.6085
	40	0.2504	0.2982	0.3535	0.4185	0.4963	0.5912
	41	0.2381	0.2851	0.3395	0.4037	0.4805	0.5744
	42	0.2263	0.2725	0.3261	0.3894	0.4653	0.5582

Otras notaciones utilizadas son las mismas que aquellas para el caso activo considerado en esta sección. En un procedimiento similar al que se siguió en el caso activo, obtenemos

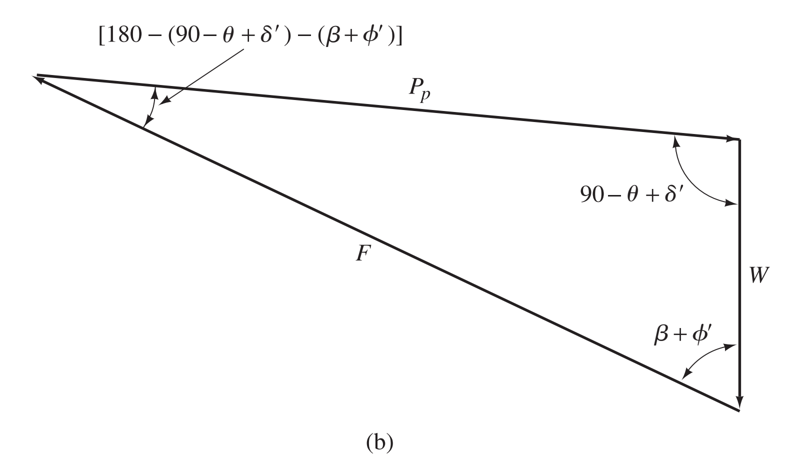
$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \tag{14.52}$$

donde K_p = coeficiente de presión pasiva para el caso de Coulomb, o

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta' - \theta)\left[1 - \sqrt{\dfrac{\operatorname{sen}(\phi' - \delta')\operatorname{sen}(\phi' + \alpha)}{\cos(\delta' - \theta)\cos(\alpha - \theta)}}\right]^2} \tag{14.53}$$



(a)



(b)

Figura 14.17 Presión pasiva de Coulomb: (a) prueba de falla de la cuña; (b) polígono de fuerza

Para una pared sin fricción con la cara posterior vertical soportando un relleno de suelo granular con una superficie horizontal (es decir, $\theta = 0°$, $\alpha = 0°$ y $\delta' = 0°$), la ecuación (14.53) da como resultado

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

Ésta es la misma relación que se ha obtenido para el coeficiente de presión pasiva de tierra en el caso de Rankine dado por la ecuación (14.20).

Tabla 14.6 Valores de K_p [ecuación (14.53)] para $\theta = 0°$ y $\alpha = 0°$

	δ' (grados) →				
↓ ϕ' (grados)	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

La variación de K_p con ϕ' y δ' (para $\theta = 0$ y $\alpha = 0$) se da en la tabla 14.6. A partir de esta tabla se puede observar que, para valores dados de α y ϕ', el valor de K_p aumenta con la fricción de la pared. *Observe que haciendo la suposición de que la superficie de falla es un plano en la teoría de Coulomb se sobreestima en extremo la resistencia pasiva de las paredes, en particular para* $\delta' > \phi'/2$. Este error es algo inseguro para todos los propósitos de diseño.

14.7 Presión pasiva suponiendo una superficie curva de falla en suelos

Como se mencionó en la sección 14.6, la teoría de Coulomb sobreestima la resistencia pasiva para $\delta' > \phi'/2$. En el pasado, se han realizado varios estudios para obtener K_p suponiendo una superficie curva de falla en el suelo. En esta sección se presentará la solución dada por Shields y Tolunay (1973).

La figura 14.18 muestra un muro de contención de altura H con la cara posterior vertical y relleno horizontal. BCD es una superficie de prueba de falla. Se supone que la superficie curva BC es un arco de una espiral logarítmica. CD es una superficie plana. En la zona $CC'D$ existe un estado pasivo de Rankine. Shields y Tolunay (1973) usaron el método de rebanadas al consi-

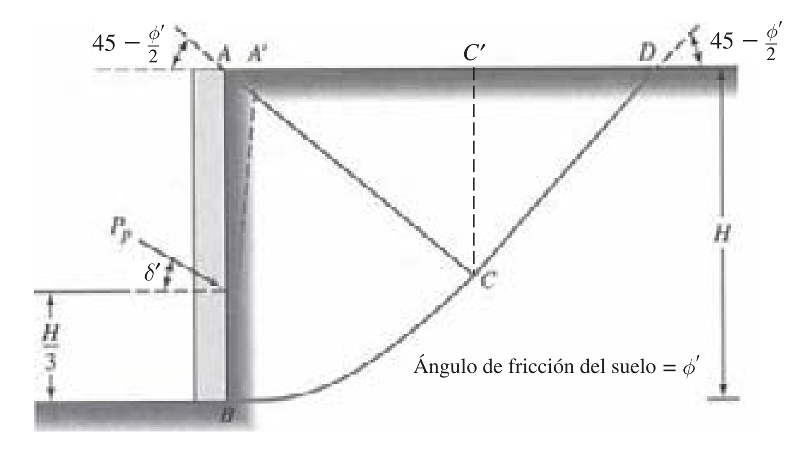


Figura 14.18 Presión pasiva suponiendo una superficie curva de falla (con suelo granular como relleno)

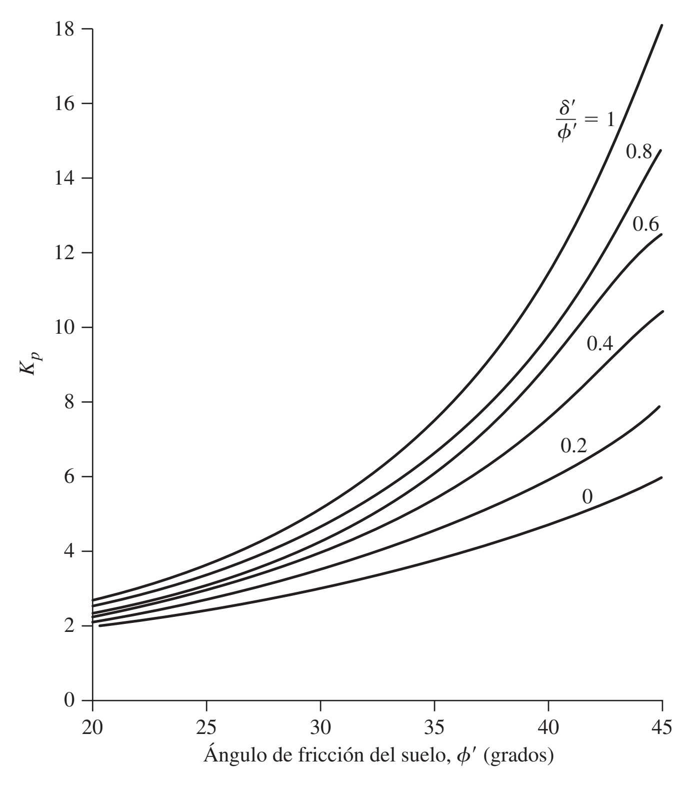


Figura 14.19 Variación de K_p con ϕ' y δ'/ϕ' (basado en el análisis de Shields y Tolunay)

derar la estabilidad de la prueba de cuñas del suelo, como $ABCC'$. Con base en este análisis, la fuerza pasiva por unidad de longitud de la pared se puede expresar como

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \tag{14.54}$$

La variación de K_p con ϕ' y δ'/ϕ' se da en la figura 14.19.

Ejemplo 14.5

Se tiene un muro de contención de 3 m de altura (H) con la cara posterior vertical y un relleno granular horizontal. Dados: $\gamma = 15.7$ kN/m^3, $\delta' = 15°$ y $\phi' = 30°$. Estime la fuerza pasiva, P_p, mediante el uso de

a. La teoría de Coulomb
b. La solución de Shields y Tolunay (método de rebanadas)

Solución

Inciso a

De la ecuación (14.52),

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma H^2$$

De la tabla 14.6, para $\phi' = 30°$ y $\delta' = 15°$, el valor de K_p es 4.977. Por lo tanto

$$P = \left(\frac{1}{2}\right)(4.977)(15.7)(3)^2 = \mathbf{351.6\ kN/m}$$

Inciso b

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma H^2$$

De la tabla 14.6, para $\phi' = 30°$ y $\delta' = 15°$ (es decir $\frac{\delta'}{\phi'} = 0.5$), el valor de K_p es 4.13. Por lo tanto

$$P_p = \left(\frac{1}{2}\right)(4.13)(15.7)(3)^2 \approx \mathbf{292\ kN/m}$$

14.8 Resumen

En este capítulo se han analizado los conceptos fundamentales de la presión lateral de tierra. A continuación se presenta un resumen de los conceptos esbozados.

1. Sobre la base de la naturaleza de la estructura de contención, la presión lateral de tierra se puede dividir en tres categorías principales, es decir, la presión de reposo, la presión activa y la presión pasiva.
2. El coeficiente de la presión de tierra en reposo (K_o) puede obtenerse por relaciones empíricas dadas en las ecuaciones (14.3) a (14.7).
3. Las presiones activa y pasiva de Rankine corresponden a paredes sin fricción. El coeficiente de presión activa de Rankine se expresa como (pared con la cara posterior vertical y relleno horizontal):

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \tag{14.18}$$

   Del mismo modo, el coeficiente de presión pasiva de Rankine (pared con la cara posterior vertical y relleno horizontal) es:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \tag{14.20}$$

4. La teoría de la presión de Coulomb se refiere a paredes con fricción, con el supuesto de que la falla en el suelo se lleva a cabo a lo largo de un plano. Los coeficientes de Coulomb para la presión activa y pasiva de tierra con relleno granular son las ecuaciones (14.51) y (14.53), respectivamente.
5. Cuando el ángulo de fricción suelo-pared δ' se vuelve mayor que aproximadamente $\phi'/2$, la teoría de la presión de tierra de Coulomb sobreestima la fuerza pasiva que está en el lado inseguro de diseño. Para ese caso, P_p debe estimarse a partir de teorías basadas en la superficie curva de falla en el suelo (sección 14.7).

Problemas

14.1 Suponiendo que la pared que se muestra en la figura 14.20 tiene restricciones de flexibilidad, encuentre la magnitud y la localización de la fuerza lateral resultante por unidad de longitud de la pared para los siguientes casos:

a. $H = 7$ m, $\gamma = 17$ kN/m^3, $\phi' = 38^\circ$, $OCR = 2.5$
b. $H = 6.1$ m, $\gamma = 16.51$ kN/m^3, $\phi' = 30^\circ$, $OCR = 1$

14.2 La figura 14.20 muestra un muro de contención con suelo de relleno sin cohesión. Para los siguientes casos, determine la fuerza activa total por unidad de longitud de la pared para el estado de Rankine y la ubicación de la resultante.

a. $H = 2.44$ m, $\gamma = 17.29$ kN/m^3, $\phi' = 34^\circ$
b. $H = 3.05$ m, $\gamma = 16.51$ kN/m^3, $\phi' = 36^\circ$
c. $H = 4$ m, $\gamma = 19.95$ kN/m^3, $\phi' = 42^\circ$

14.3 A partir de la figura 14.20, determine la fuerza pasiva, P_p, por unidad de longitud de la pared para el caso Rankine. También determine el estado de presión pasiva de Rankine en la parte inferior de la pared. Considere los siguientes casos:

a. $H = 2.45$ m, $\gamma = 16.67$ kN/m^3, $\phi' = 33^\circ$
b. $H = 4$ m, $\rho = 1800$ kg/m^3, $\phi' = 38^\circ$

14.4 En la figura 14.21 se muestra un muro de contención. Determine la fuerza activa de Rankine, P_a, por unidad de longitud de la pared y la ubicación de la resultante en cada uno de los siguientes casos:

a. $H = 3.05$ m, $H_1 = 1.52$ m, $\gamma_1 = 16.51$ kN/m^3, $\gamma_2 = 19.18$ kN/m^3, $\phi'_1 = 30^\circ$, $\phi'_2 = 30^\circ$, $q = 0$
b. $H = 6$ m, $H_1 = 3$ m, $\gamma_1 = 15.5$ kN/m^3, $\gamma_2 = 19.0$ kN/m^3, $\phi'_1 = 30^\circ$, $\phi'_2 = 36^\circ$, $q = 15$ kN/m^2

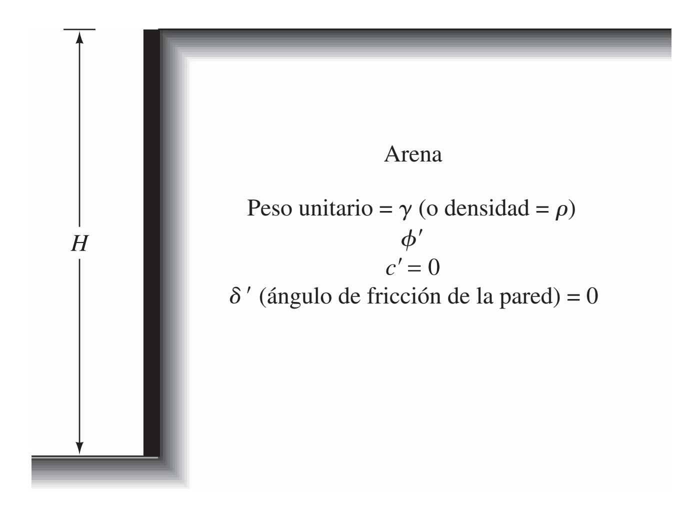


Figura 14.20

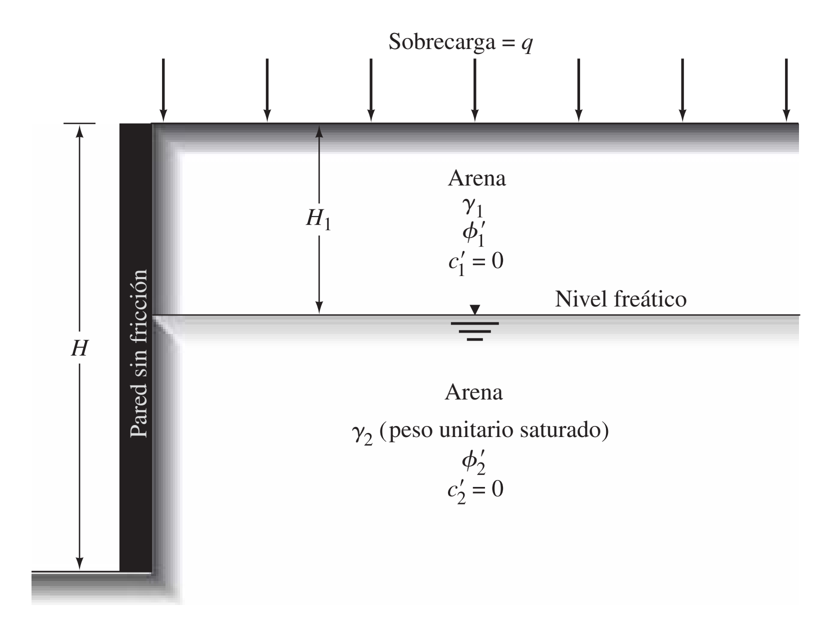


Figura 14.21 1 Sobrecarga

14.5 Un muro de contención de 6 m de alto con una cara posterior vertical retiene una arcilla blanda saturada homogénea horizontal. El peso unitario saturado de la arcilla es 19 kN/m^3. Las pruebas de laboratorio mostraron que la resistencia al corte sin drenar, c_u, de la arcilla es de 16.8 kN/m^2.

a. Haga los cálculos necesarios y elabore la variación de la presión activa de Rankine sobre la pared con la profundidad.
b. Encuentre la profundidad hasta la que se puede producir una grieta de tensión.
c. Determine la fuerza activa total por unidad de longitud de la pared antes de que ocurra la grieta de tensión.
d. Determine la fuerza activa total por unidad de longitud de la pared después de que ocurra la grieta de tensión. Encuentre también la ubicación de la resultante.

14.6 Repita el problema 14.5 suponiendo que el relleno está soportando una sobrecarga de 9.6 kN/m^2.

14.7 Un muro de contención de 5 m de altura con una cara posterior vertical tiene suelo c'-ϕ' como relleno. Para el relleno, $\gamma = 19$ kN/m^3, $c' = 26$ kN/m^2 y $\phi' = 16°$. Tomando en consideración la existencia de la grieta de tensión, determine la fuerza activa, P_a, por unidad de longitud de la pared para el estado activo de Rankine.

14.8 Para la pared descrita en el problema 11.7, determine la fuerza pasiva, P_p, por unidad de longitud en el estado pasivo de Rankine.

14.9 En la figura 14.22 se muestra un muro de contención. La altura del muro es de 6 m y el peso unitario del relleno es de 18.9 kN/m^3. Calcule la fuerza activa, P_a, sobre el muro utilizando la ecuación de Coulomb para los siguientes valores del ángulo de fricción del muro:

a. $\delta' = 0°$
b. $\delta' = 20°$
c. $\delta' = 26.7°$

Comente sobre la dirección y la ubicación de la resultante.

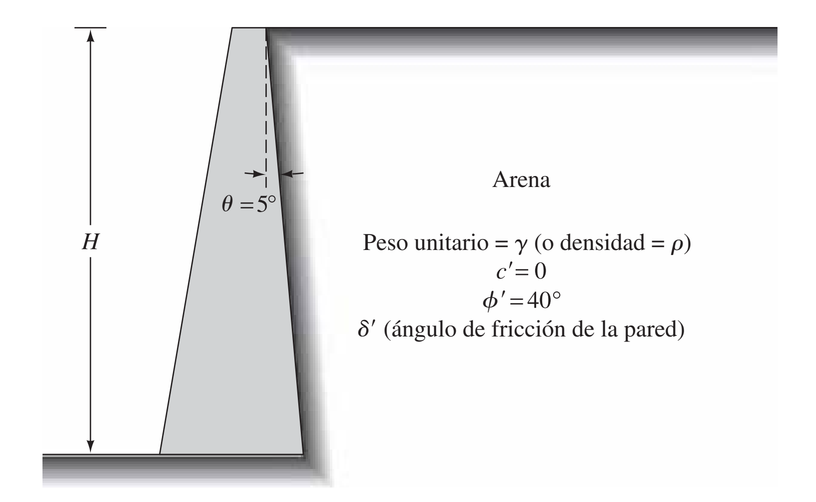


Figura 14.22

14.10 Considere el muro de contención que se muestra en la figura 14.22. Suponiendo $\theta = 0$, $H = 4.75$ m, $\gamma = 15.72$ kN/m^3, $\phi' = 30°$, $\delta' = \frac{2}{3}\phi'$. Calcule la fuerza pasiva por unidad de longitud del muro. Utilice la figura 14.19.

Referencias

Coulomb, C. A. (1776). "Essai sur une Application des Règles de Maximis et Minimis à quelques Problèmes de Statique, relatifs a l'Architecture," *Mem. Roy. des Sciences, Paris*, Vol. 3, 38.

Jaky, J. (1944). "The Coefficient of Earth Pressure at Rest," *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, Vol. 7, 355–358.

Massarsch, K. R. (1979). "Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay," *Proceedings of the Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, England, Vol. 2, 245–250.

Mayne, P. W., y Kulhawy, F. H. (1982). "K_o—OCR Relationships in Soil," *Journal of the Geotechnical Division*, ASCE, Vol. 108, No. 6, 851–872.

Rankine,W. M. J. (1857). "On Stability on Loose Earth," *Philosophic Transactions of Royal Society*, London, Part I, 9–27.

Shields, D. H., y Tolunay, A. Z. (1973). "Passive Pressure Coefficients by Method of Slices, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 99, No. SM12, 1043–1053.

CAPÍTULO 15

Muros de contención y cortes apuntalados

15.1 Introducción

En el capítulo 14 se presentaron los principios generales de la presión lateral de tierra. Estos principios pueden extenderse al análisis y diseño de estructuras de retención de tierra, como muros de contención y cortes apuntalados. Los *muros de contención* proporcionan apoyo lateral permanente a *taludes verticales* o *casi verticales* del suelo. También, a veces los trabajos de construcción requieren de excavaciones terrestres con caras verticales o casi verticales, por ejemplo los sótanos de los edificios en las áreas desarrolladas o instalaciones de transporte subterráneas a poca profundidad (corte y tipo de cubierta de construcción). Las caras verticales de los cortes deben ser protegidas por los *sistemas de apuntalamiento temporales* para evitar la falla, que podría ser acompañada por el asentamiento considerable o por fallas en la capacidad de carga de las cimentaciones cercanas. Estos cortes se denominan *cortes apuntalados*. Este capítulo se divide en dos partes: la primera discute el análisis de los muros de contención, y la segunda presenta el análisis de los cortes apuntalados.

MUROS DE CONTENCIÓN

15.2 Muros de contención en general

Los muros de contención se utilizan comúnmente en los proyectos de construcción y pueden agruparse en cuatro clasificaciones:

1. Muros de gravedad
2. Muros de semigravedad
3. Muros reforzados
4. Muros con contrafuerte

Los *muros de gravedad* (figura 15.1a) se construyen con concreto plano o mampostería de piedra. Ellos dependen de su propio peso y cualquier apoyo del suelo sobre la mampostería para la estabilidad. Este tipo de construcción no es económico para los muros altos.

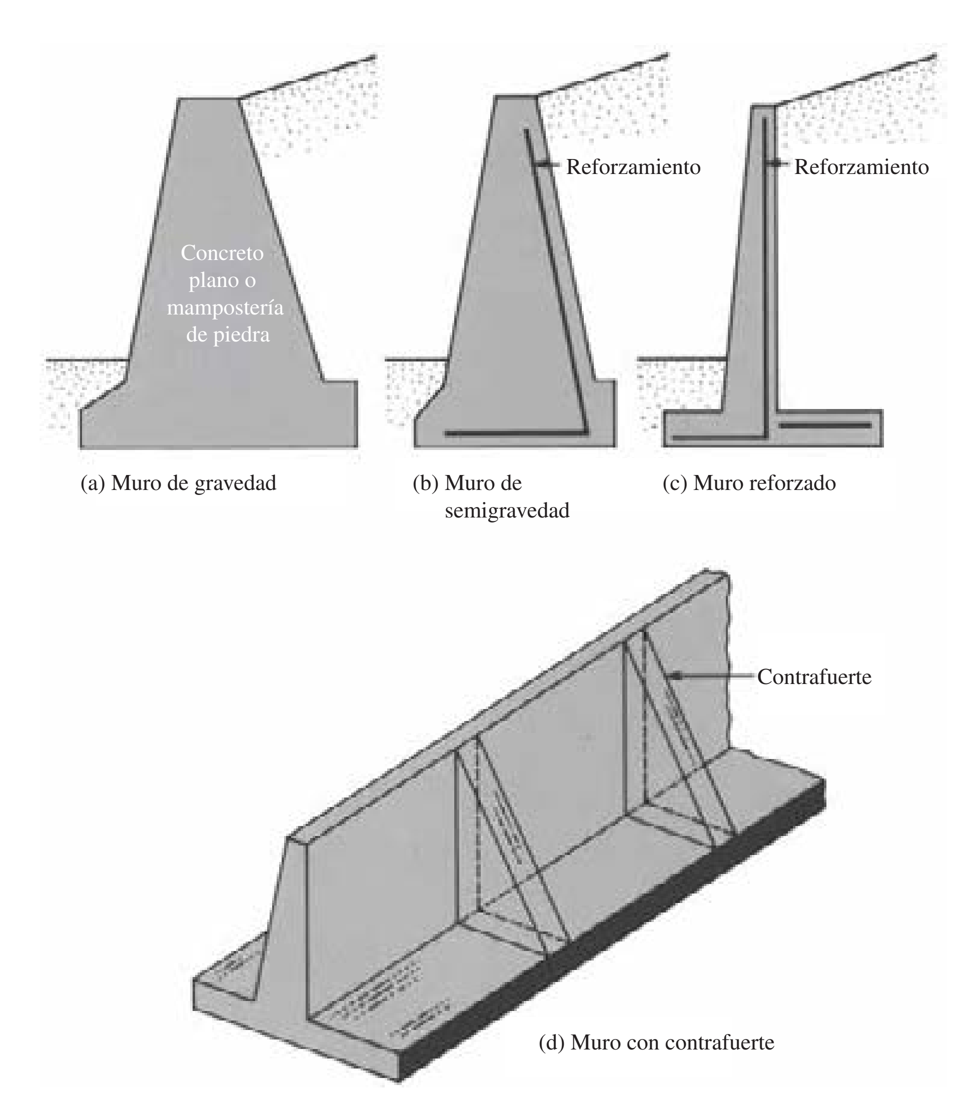


Figura 15.1 Tipos de muros de contención

En muchos casos, una pequeña cantidad de acero puede ser utilizada para la construcción de muros de gravedad, minimizando de este modo el tamaño de las secciones de pared. Tales paredes se conocen en general como *muros de semigravedad* (figura 15.1b).

Muros reforzados (figura 15.1c): están hechos de concreto reforzado que consiste en un espolón delgado y una losa de base. Este tipo de pared es económica hasta una altura de alrededor de 8 m. La figura 15.2 muestra un muro de contención reforzado bajo la pared en construcción.

Muros con contrafuerte (figura 15.1d): son similares a las paredes reforzadas. Sin embargo, a intervalos regulares tienen delgadas losas de concreto verticales conocidas como *contrafuertes*, que unen a la pared y la losa de base. El propósito de los contrafuertes es reducir el esfuerzo cortante y los momentos de flexión.



Figura 15.2 Construcción de un muro reforzado (Cortesía de Dharma Shakya, Geotechnical Solutions, Inc., Irvine, California)

Para diseñar los muros correctamente, un ingeniero debe conocer los parámetros del suelo, es decir, el *peso unitario*, el *ángulo de fricción* y la *cohesión* del suelo retenido detrás de la pared y del suelo debajo de la losa de base. Conocer las propiedades del suelo detrás de la pared permite al ingeniero determinar la distribución de la presión lateral que debe ser considerada en el diseño.

El diseño de un muro de contención procede en dos fases. En primer lugar, con la presión lateral de la tierra conocida, con la estructura en su conjunto se verifica la *estabilidad*, incluida la verificación del posible *vuelco*, *deslizamiento* y *fallas en la capacidad de carga*. En segundo lugar se verifica cada componente de la estructura para una *resistencia adecuada*, y se determina el *refuerzo de acero* de cada componente.

15.3 Dosificación de los muros de contención

En el diseño de muros de contención, un ingeniero debe suponer algunas de las dimensiones, lo que se denomina *dosificación*, para verificar las secciones de prueba para la estabilidad. Si los controles de estabilidad producen resultados no deseados, las secciones se pueden cambiar y vuelven a verificarse. La figura 15.3 muestra las proporciones generales de diversos componentes del muro de contención que se pueden usar para verificaciones iniciales.

Tenga en cuenta que la parte superior del espolón de cualquier muro de contención debe ser no menos de aproximadamente 0.3 m de ancho para la colocación adecuada del concreto. La profundidad, D, para la parte inferior de la losa de base, debe tener un mínimo de 0.6 m.

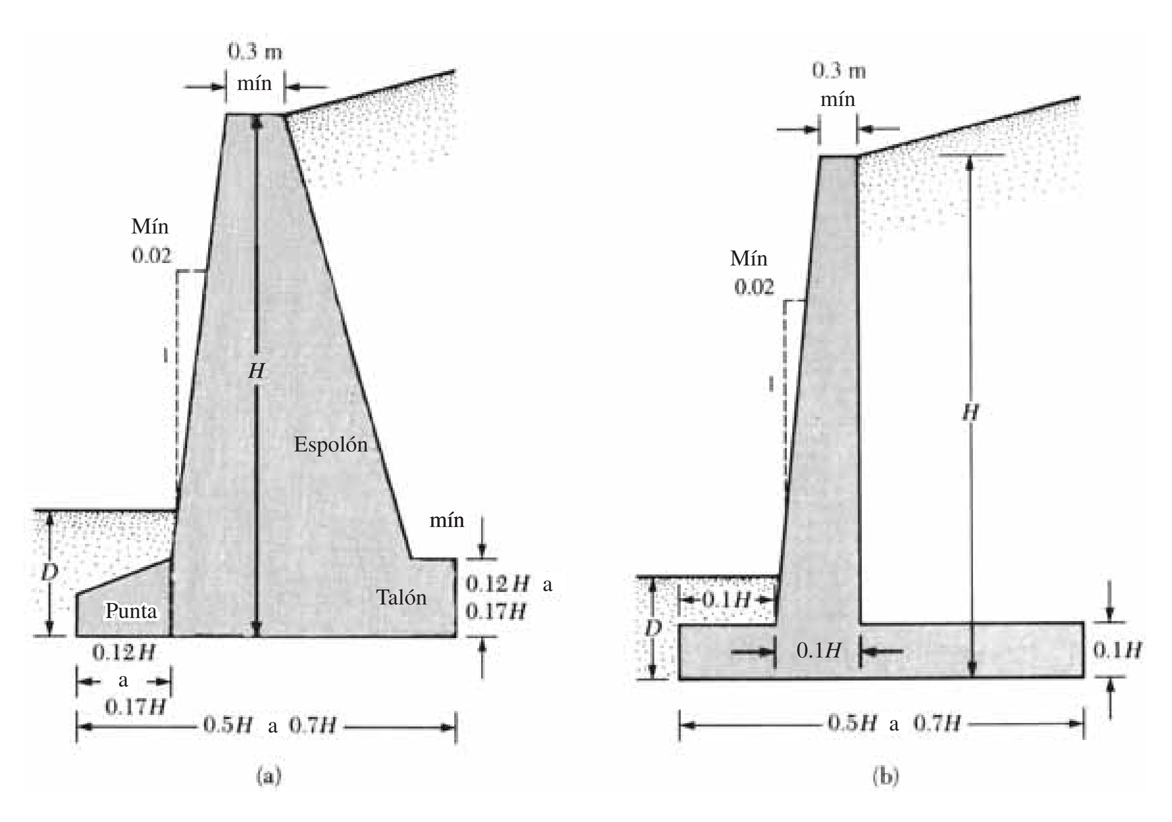


Figura 15.3 Dimensiones aproximadas de los diversos componentes de muro de contención para los controles iniciales de estabilidad: (a) muro de gravedad, (b) muro en voladizo [*Nota*: la dimensión mínima de *D* es de 0.6 m]

Sin embargo, la parte inferior de la losa de base debe estar colocada por debajo de la línea de temporada de congelación.

Para muros de contención con contrafuerte, la proporción general del espolón y la losa de base es el mismo que para los muros en voladizo. Sin embargo, las losas con contrafuerte pueden tener alrededor de 0.3 m de espesor y colocarse a intervalos de distancia de 0.3 *H* a 0.7 *H* de centro a centro.

15.4 Aplicación de las teorías de presión lateral de tierra al diseño

El capítulo 14 presenta los fundamentos teóricos para el cálculo de la presión lateral de tierra. Para utilizar estas teorías en el diseño, un ingeniero tiene que hacer varias suposiciones simples. En el caso de muros en voladizo, utiliza la teoría de la presión de tierra de Rankine para los controles de estabilidad que consisten en dibujar una línea vertical *AB* por el punto *A*, como se muestra en la figura 15.4a (situado en el borde del talón de la losa de base). Se supone que la condición activa de Rankine existe a lo largo del plano vertical *AB*. Entonces se pueden utilizar las ecuaciones de presión activa de Rankine para calcular la presión lateral sobre la cara *AB*. En el análisis de la estabilidad de la pared, deben considerarse la fuerza $P_{a\,(\mathrm{Rankine})}$, el peso del suelo por encima del talón, W_s, y el peso del concreto, W_c. La suposición para el desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara *AB* del suelo es teóricamente correcta si la zona

de corte delimitada por la línea *CA* no está obstruida por el espolón de la pared. El ángulo, η, que la línea *CA* forma con la vertical, es

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi_1'}{2} - \operatorname{sen}^{-1}\left(\frac{\operatorname{sen}\alpha}{\operatorname{sen}\phi_1'}\right) \tag{15.1}$$

Para los muros de gravedad se puede utilizar un tipo similar de análisis, como se muestra en la figura 15.4b. Sin embargo, también se puede usar la teoría de Coulomb, como se muestra en la figura 15.4c. Si se utiliza la *teoría de la presión activa de Coulomb*, las únicas fuerzas que deben considerarse son $P_{a(\text{Coulomb})}$ y el peso de la pared, W_c.

Por tanto, en el caso de muros de contención ordinarios, no se han encontrado problemas de nivel freático y presión hidrostática. Siempre se proporcionan instalaciones para el drenaje de los suelos retenidos.

Para comprobar la estabilidad de un muro de contención, se toman las siguientes medidas:

1. Verificar si hay *vuelco* sobre su punta.
2. Verificar si hay *fallas de deslizamiento* a lo largo de su base.
3. Verificar si hay *fallas en la capacidad de carga* de la base.
4. Verificar si hay *asentamiento*.
5. Verificar la *estabilidad general*.

Las siguientes secciones describen el procedimiento para la comprobación de vuelco, deslizamiento y falla de la capacidad de carga. Los principios de la investigación para el asentamiento se tratan en los capítulos 9 y 17.

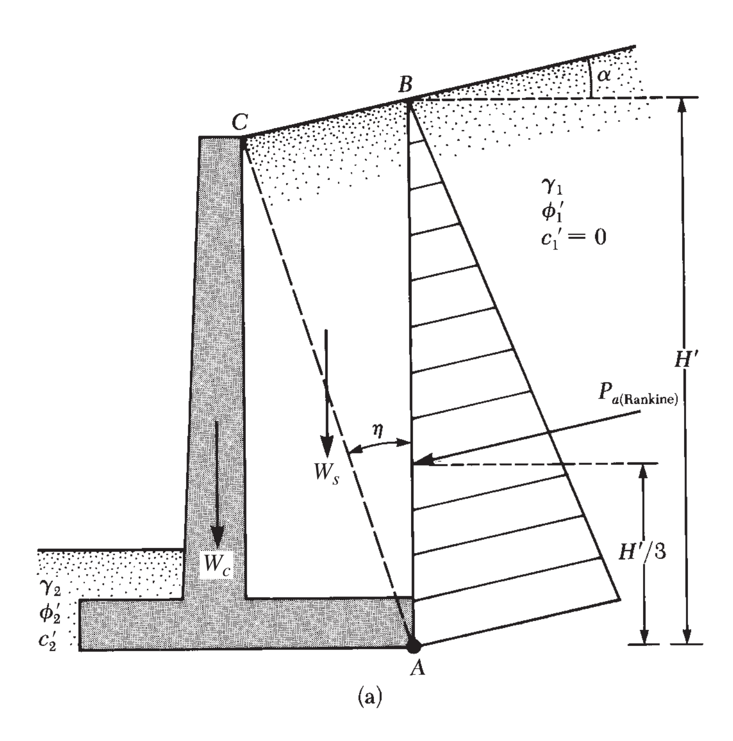


Figura 15.4 Suposición para la determinación de la presión lateral de tierra: (a) muro en voladizo; (b) y (c) muro de gravedad

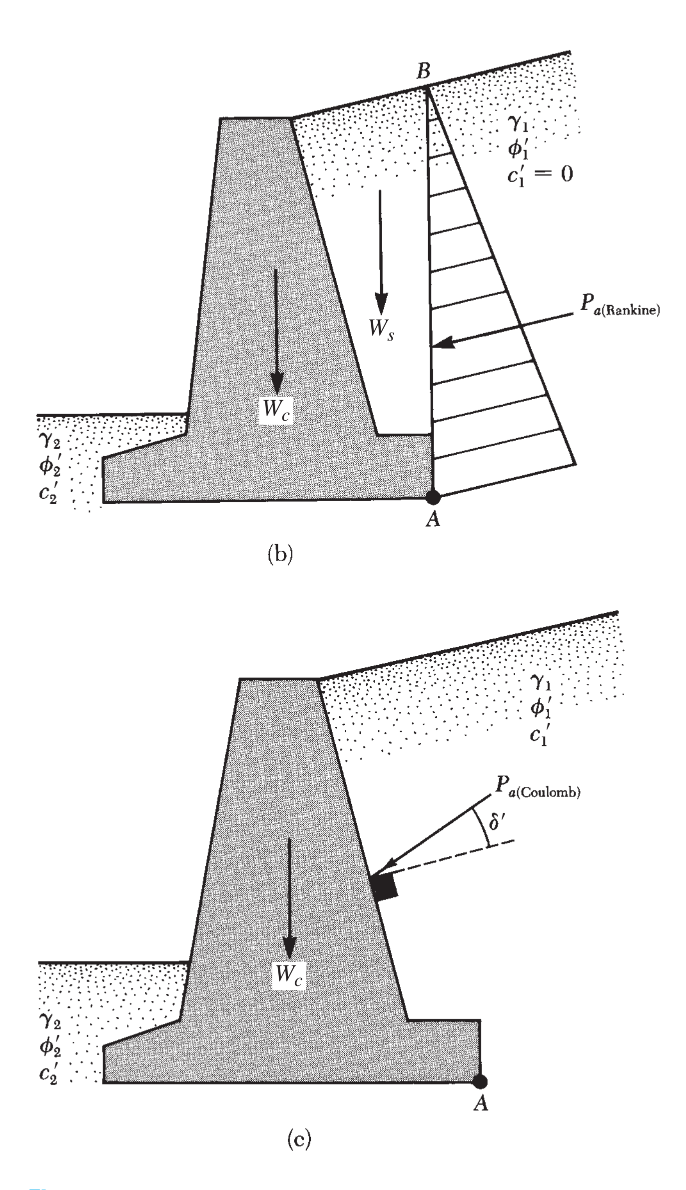


Figura 15.4 *(continuación)*

15.5 Comprobación de vuelco

La figura 15.5 muestra las fuerzas que actúan sobre un voladizo y un muro de contención de gravedad, sobre la base de la suposición de que la presión activa de Rankine está actuando a lo largo de un plano vertical *AB* dibujado a través del talón. P_p es la presión pasiva de Rankine, recordemos que su magnitud es [de la ecuación (14.42), con $\gamma = \gamma_2$, $c' = c'_2$ y $H = D$]

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c'_2\sqrt{K_p}D \qquad (15.2)$$

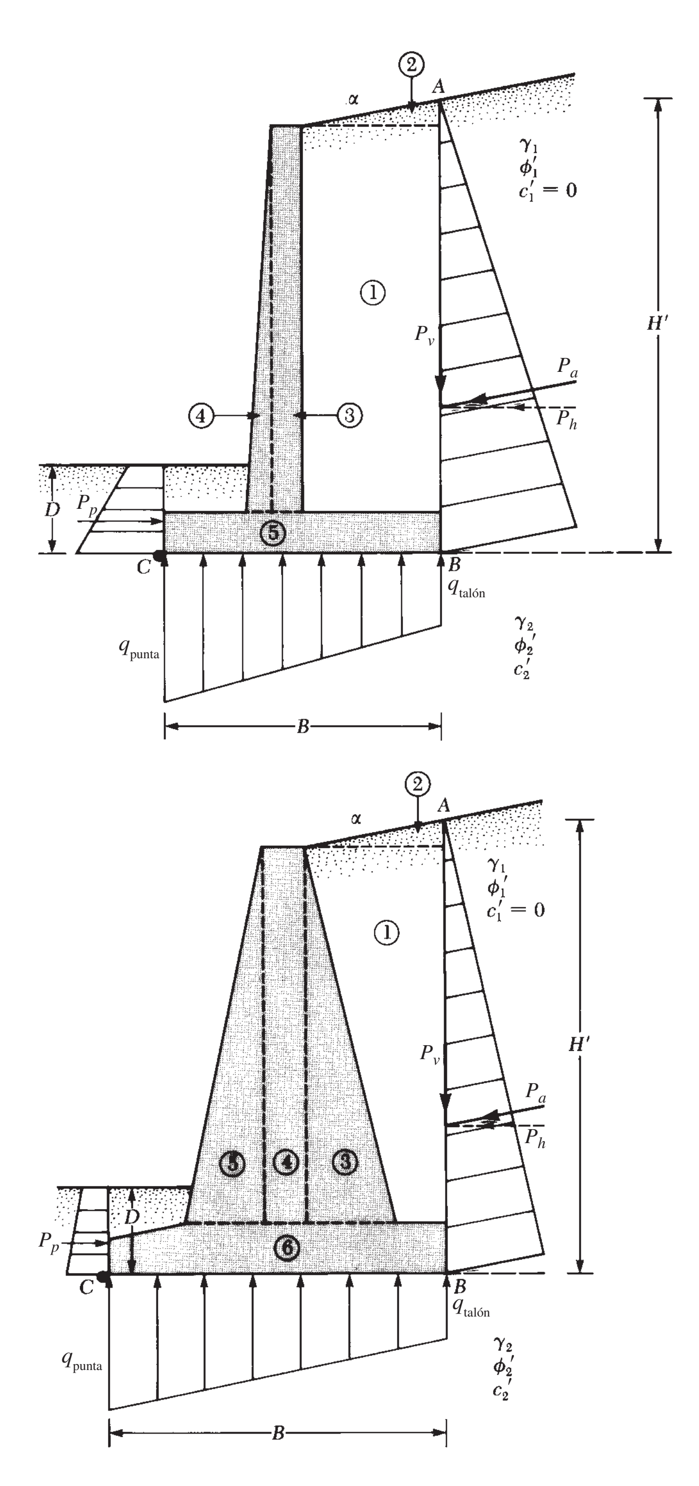


Figura 15.5 Comprobación de vuelco, suponiendo que la presión Rankine es válida

donde

γ_2 = peso unitario del suelo delante de la punta y bajo la losa de base
K_p = Coeficiente de presión pasiva de Rankine = $\tan^2(45 + \phi'_2/2)$
c'_2, ϕ'_2 = ángulo de cohesión y fricción del suelo, respectivamente

El factor de seguridad contra el vuelco sobre la punta, es decir, alrededor del punto C en la figura 15.5, puede expresarse como

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \tag{15.3}$$

donde

ΣM_O = suma de los momentos de fuerzas que tienden a volcar sobre el punto C
ΣM_R = suma de los momentos de fuerzas que tienden a evitar el vuelco sobre el punto C

El momento de vuelco es

$$\sum M_O = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) \tag{15.4}$$

donde $P_h = P_a \cos \alpha$.

Al calcular el momento resistente, ΣM_R (despreciando P_p), se puede preparar una tabla como la tabla 15.1. El peso de la tierra por encima del talón y el peso del concreto (o de la mampostería) son las fuerzas que csontribuyen al momento resistente. Tenga en cuenta que la fuerza P_v también contribuye al momento resistente. P_v es la componente vertical de la fuerza activa P_a, o

$$P_v = P_a \operatorname{sen} \alpha \tag{15.5}$$

El momento de la fuerza P_v sobre C es

$$M_v = P_v B = P_a \operatorname{sen} \alpha B \tag{15.6}$$

donde B = ancho de la losa de base.

Una vez que se conoce ΣM_R, el factor de seguridad se puede calcular como

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha (H'/3)} \tag{15.7}$$

Tabla 15.1 Procedimiento para el cálculo de ΣM_R

Sección (1)	**Área (2)**	**Peso/unidad de longitud del muro (3)**	**Brazo de momento medido desde *C* (4)**	**Momento alrededor de *C* (5)**
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_1 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_R

Nota: γ_1 = peso unitario del relleno
γ_c = peso unitario del concreto

El valor mínimo deseable del factor de seguridad con respecto al vuelco es de 1.5 a 2.

Algunos diseñadores prefieren determinar el factor de seguridad al vuelco con

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos \alpha (H'/3) - M_v} \tag{15.8}$$

15.6 Comprobación de deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra el deslizamiento puede ser expresado por la ecuación

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \tag{15.9}$$

donde

$\Sigma F_{R'}$ = suma de las fuerzas de resistencia horizontal
ΣF_d = suma de las fuerzas impulsoras horizontales

La figura 15.6 muestra que la resistencia del suelo al corte debajo de la base puede representarse como

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'_2 + c'_2$$

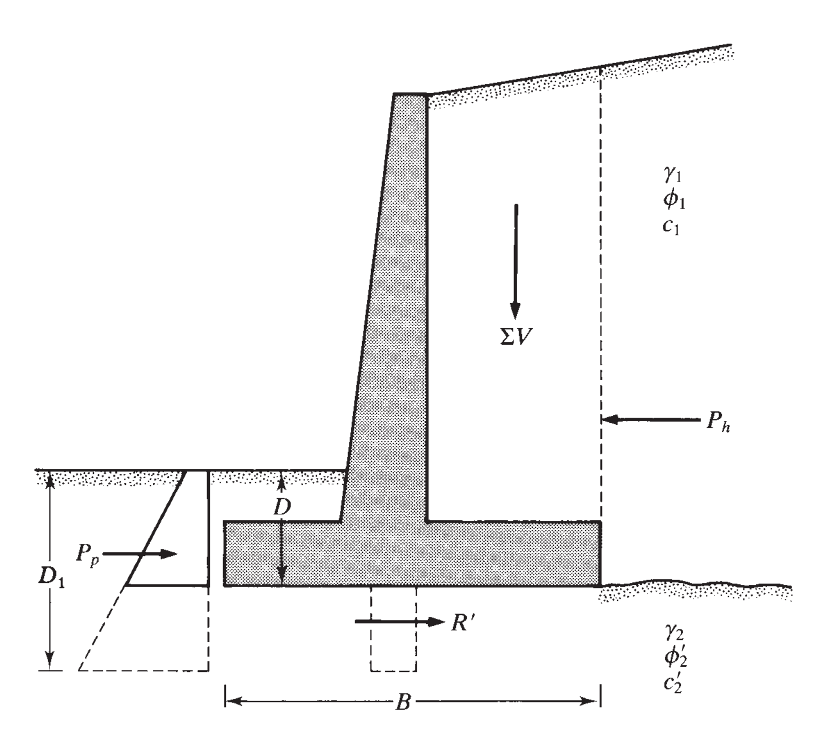


Figura 15.6 Comprobación del deslizamiento a lo largo de la base

Por lo tanto, la fuerza de resistencia máxima que se puede deducir del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo de la losa de base es

$$R' = \tau_f(\text{área de la sección transversal}) = \tau_f(B \times 1) = B\sigma' \tan \phi'_2 + Bc'_2$$

Sin embargo,

$$B\sigma' = \text{suma de la fuerza vertical} = \sum V \text{ (véase la tabla 15.1)}$$

así

$$R' = \left(\sum V\right) \tan \phi'_2 + Bc'_2$$

La figura 15.6 muestra que la fuerza pasiva, P_p, es también una fuerza de resistencia horizontal. La expresión para P_p se da en la ecuación (15.2). Por lo tanto,

$$\sum F_{R'} = \left(\sum V\right) \tan \phi'_2 + Bc'_2 + P_p \tag{15.10}$$

La única fuerza horizontal que tenderá a hacer que la pared se deslice (fuerza motriz) es la componente horizontal de la fuerza activa P_a, de modo que

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha \tag{15.11}$$

Combinando las ecuaciones (15.9), (15.10) y (15.11) se obtiene

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) \tan \phi'_2 + Bc'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \tag{15.12}$$

Por lo general se requiere un factor de seguridad mínimo de 1.5 contra el deslizamiento.

En muchos casos la fuerza pasiva, P_p, se ignora al calcular el factor de seguridad con respecto al deslizamiento. El ángulo de fricción, ϕ'_2, también se reduce en varios casos por seguridad. El ángulo de fricción reducida del suelo puede ser del orden de la mitad a dos tercios del ángulo ϕ'_2. De manera similar, la cohesión, c'_2, puede reducirse al valor de $0.5c'_2$ a $0.67c'_2$. Por lo tanto,

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V)\tan(k_1\phi'_2) + Bk_2c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \tag{15.13}$$

donde k_1 y k_2 están en el rango de $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$.

En algunos casos, ciertos muros no pueden producir un factor de seguridad deseado de 1.5. Para aumentar su resistencia al deslizamiento se puede utilizar una base llave. Las bases llave se ilustran mediante líneas discontinuas en la figura 15.6. La fuerza pasiva sobre la *punta sin llave* es

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma_2 D^2 K_p + 2c'_2 D\sqrt{K_p}$$

Sin embargo, si se incluye una llave, la fuerza pasiva por unidad de longitud de la pared se convierte en (*nota*: $D = D_1$)

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma_2 D_1^2 K_p + 2c'_2 D_1\sqrt{K_p}$$

donde $K_p = \tan^2(45 + \phi'_2/2)$. Debido a que $D_1 > D$, una llave, obviamente, ayudará a aumentar la resistencia pasiva en la punta y, por lo tanto, el factor de seguridad contra el deslizamiento. Por lo general, se construye la base llave debajo del espolón, y un poco de alambre se inserta en la llave.

15.7 Comprobación de la falla de capacidad de carga

La presión vertical transmitida al suelo por la losa de base del muro de contención deberá cotejarse con la capacidad última de carga del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base en el suelo se muestra en la figura 15.7. Tenga en cuenta que q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ son las presiones *máxima* y *mínima* que se producen en los extremos de las secciones de la punta y el talón, respectivamente. Las magnitudes de q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ pueden determinarse de la siguiente manera.

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de base es ΣV (véase columna 3, tabla 15.1), y la fuerza horizontal es $P_a \cos\alpha$. Sea R la fuerza resultante, o

$$\vec{R} = \overrightarrow{\Sigma V} + \overrightarrow{(P_a \cos\alpha)} \tag{15.14}$$

El momento neto de estas fuerzas sobre el punto C (figura 15.7) es

$$M_{\text{neto}} = \Sigma M_R - \Sigma M_O \tag{15.15}$$

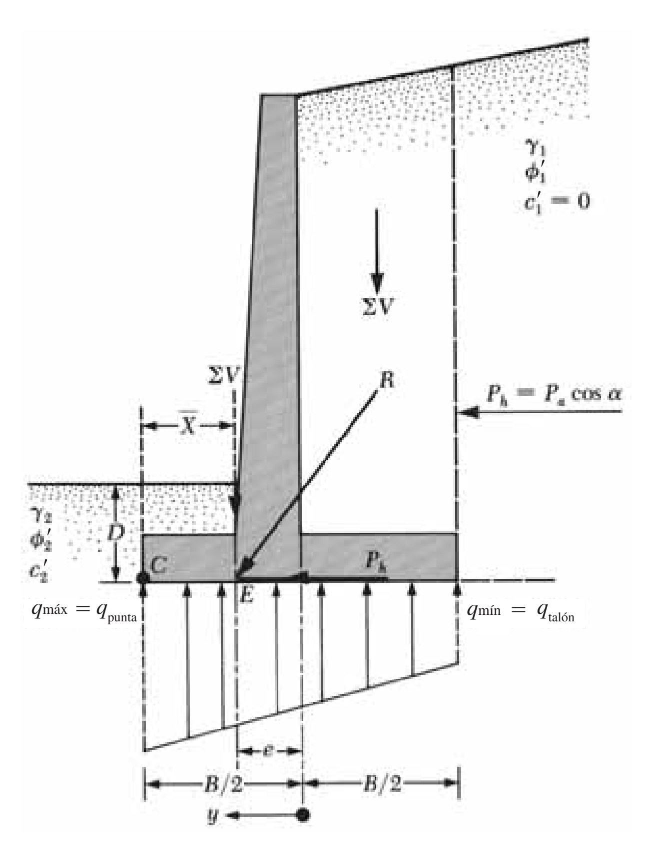


Figura 15.7 Comprobación de falla de la capacidad de carga

Los valores de ΣM_R y ΣM_O se determinaron anteriormente [véase columna 5, tabla 15.1, y la ecuación (15.4)]. Deje que la línea de acción de la resultante, R, se cruce con la losa de base en E, como se muestra en la figura 15.7. La distancia de CE es, entonces,

$$\overline{CE} = \overline{X} = \frac{M_{\text{neto}}}{\sum V} \tag{15.16}$$

Por lo tanto, la excentricidad de la resultante, R, se puede expresar como

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \tag{15.17}$$

La distribución de la presión bajo la losa de base se puede determinar mediante el uso de los principios sencillos de la mecánica de materiales:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{\text{neto}}\, y}{I} \tag{15.18}$$

donde

M_{neto} = momento = $(\Sigma V)e$
I = momento de inercia por unidad de longitud de la sección de base = $\frac{1}{12}(1)(B^3)$

Para las presiones máxima y mínima, el valor de y en la ecuación (15.18) es igual a $B/2$. Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (15.18) se tiene

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} = \frac{\sum V}{(B)(1)} + \frac{e(\sum V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\sum V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \tag{15.19}$$

Del mismo modo,

$$q_{\text{mín}} = q_{\text{talón}} = \frac{\sum V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \tag{15.20}$$

Tenga en cuenta que ΣV incluye el peso del suelo, como se muestra en la tabla 15.1, y que cuando el valor de la excentricidad, e, se vuelve mayor que $B/6$, $q_{\text{mín}}$ se vuelve negativa [ecuación (15.20)]. Por lo tanto, habrá un cierto esfuerzo de tensión en el extremo de la sección de talón. Esta tensión no es deseable, debido a que la resistencia del suelo a la tensión es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que $e > B/6$, el diseño debe ser redimensionado y recalculado.

Las relaciones para la capacidad última de carga de una cimentación superficial se analizan en el capítulo 16. De la ecuación (16.23),

$$q_u = c_2' N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \tag{15.21}$$

donde

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga (véase la tabla 16.2)
$q = \gamma_2 D$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'_2}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_2(1 - \operatorname{sen}\phi'_2)^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi'^\circ_2}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V}\right)$$

Observe que los factores de forma F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma s}$ dados en el capítulo 16 son todos iguales a 1, ya que pueden ser tratados como una cimentación continua. Por esta razón los factores de forma no se muestran en la ecuación (15.21).

Una vez que se ha calculado la capacidad última de carga del suelo utilizando la ecuación (15.21), se puede determinar el factor de seguridad contra fallas de capacidad de carga:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}} \tag{15.22}$$

Generalmente se requiere un factor de seguridad de 3.

Ejemplo 15.1

En la figura 15.8 se muestra la sección transversal de un muro reforzado. Calcule los factores de seguridad en relación con el vuelco, el deslizamiento y la capacidad de carga.

Solución

Haciendo referencia a la figura 15.8, encontramos

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7$$
$$= 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}$$

La fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de la pared es

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 H'^2 K_a$$

Para $\phi'_1 = 30^\circ$ y $\alpha = 10^\circ$, K_a es igual a 0.350 (tabla 14.2). Por lo tanto,

$$P_a = \frac{1}{2}(18)(7.158)^2(0.35) = 161.4 \text{ kN/m}$$
$$P_v = P_a \operatorname{sen} 10^\circ = 161.4(\operatorname{sen} 10^\circ) = 28.03 \text{ kN/m}$$
$$P_h = P_a \cos 10^\circ = 161.4(\cos 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}$$

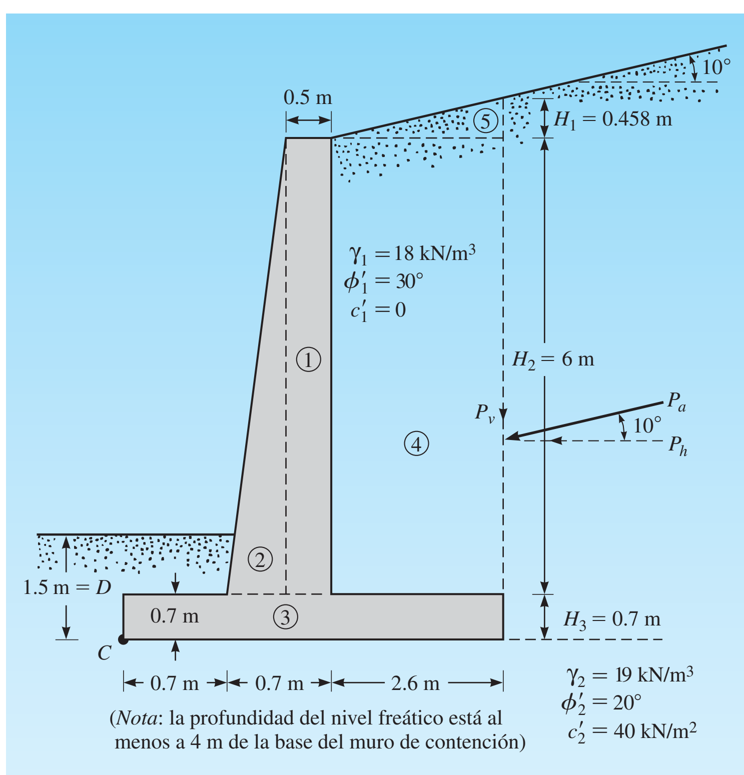


Figura 15.8

Factor de seguridad contra el vuelco

La siguiente tabla puede ser preparada para determinar el momento resistente.

Sección núm.	Área (m²)	Peso/unidad de longitud (kN/m)†	Brazo de momento del punto *C* (m)	Momento (kN-m/m)
1	$6 \times 0.5 = 3$	70.74	1.15	81.35
2	$\frac{1}{2}(0.2)6 = 0.6$	14.15	0.833	11.79
3	$4 \times 0.7 = 2.8$	66.02	2.0	132.04
4	$6 \times 2.6 = 15.6$	280.80	2.7	758.16
5	$\frac{1}{2}(2.6)(0.458) = 0.595$	10.71	3.13	33.52
		$P_v = 28.03$	4.0	112.12
		$\Sigma V = 470.45$		$\Sigma\ 1128.98 = \Sigma M_R$

*Para los números de sección consulte la figura 15.8.

†$\gamma_{concreto} = 23.58$ kN/m³

Para el momento de vuelco, se tiene

$$M_O = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) = 158.95\left(\frac{7.158}{3}\right) = 379.25 \text{ kN-m/m}$$

Por lo tanto,

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{\sum M_R}{M_O} = \frac{1128.98}{379.25} = \mathbf{2.98 > 2\text{—OK}}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento

De la ecuación (15.13), se tiene

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V)\tan(k_1\phi_1') + Bk_2c_2' + P_p}{P_a \cos\alpha}$$

Sea $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$. Además,

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c_2'\sqrt{K_p}D$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_2'}{2}\right) = \tan^2(45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

Así

$$P_p = \frac{1}{2}(2.04)(19)(1.5)^2 + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5)$$

$$= 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m}$$

Por lo tanto,

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(470.45)\tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + (4)\left(\frac{2}{3}\right)(40) + 215}{158.95}$$

$$= \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = \mathbf{2.73 > 1.5\text{—OK}}$$

Nota: Para algunos diseños, la profundidad, D, para el cálculo de la presión pasiva puede ser tomada como *igual al espesor de la losa de base*.

Factor de seguridad contra la falla de la capacidad de carga

Combinando las ecuaciones (15.15), (15.16) y (15.17) se tiene

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - M_O}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45}$$

$$= 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m}$$

Otra vez, a partir de las ecuaciones (15.19) y (15.20) se tiene

$$q_{\substack{\text{punta}\\\text{talón}}} = \frac{\sum V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.45}{4}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4}\right) = 189.2 \text{ kN/m}^2 \text{ (punta)}$$

$$= 45.99 \text{ kN/m}^2 \text{ (talón)}$$

La máxima capacidad de carga del suelo puede ser determinada a partir de la ecuación (15.21):

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para $\phi'_2 = 20º$, encontramos que $N_c = 14.83$, $N_q = 6.4$ y $N_\gamma = 5.39$ (tabla 16.2). Además,

$$q = \gamma_2 D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2(0.406) = 3.188 \text{ m}$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'_2(1 - \operatorname{sen}\phi'_2)^2\left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.315\left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.148$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'_2} = 1.148 - \frac{1 - 1.148}{(14.83)(\tan 20)} = 1.175$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi°}{90°}\right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos\alpha}{\sum V}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{158.95}{470.45}\right) = 18.67°$$

Así que

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{18.67}{90}\right)^2 = 0.628$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi'_2}\right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20}\right)^2 \approx 0$$

Por lo tanto,

$$q_u = (40)(14.83)(1.175)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628) + \frac{1}{2}(19)(5.93)(3.188)(1)(0)$$

$$= 437.7 + 131.50 + 0 = 569.2 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{punta}}} = \frac{569.2}{189.2} = \mathbf{3.0\text{—OK}}$$

Ejemplo 15.2

En la figura 15.9 se muestra un muro de gravedad. Utilice $\delta' = \frac{2}{3}\phi'_1$ y la teoría de la presión activa de Coulomb. Determine estos valores:

- **a.** El factor de seguridad contra el vuelco
- **b.** El factor de seguridad contra el deslizamiento
- **c.** La presión sobre el suelo en la punta y el talón

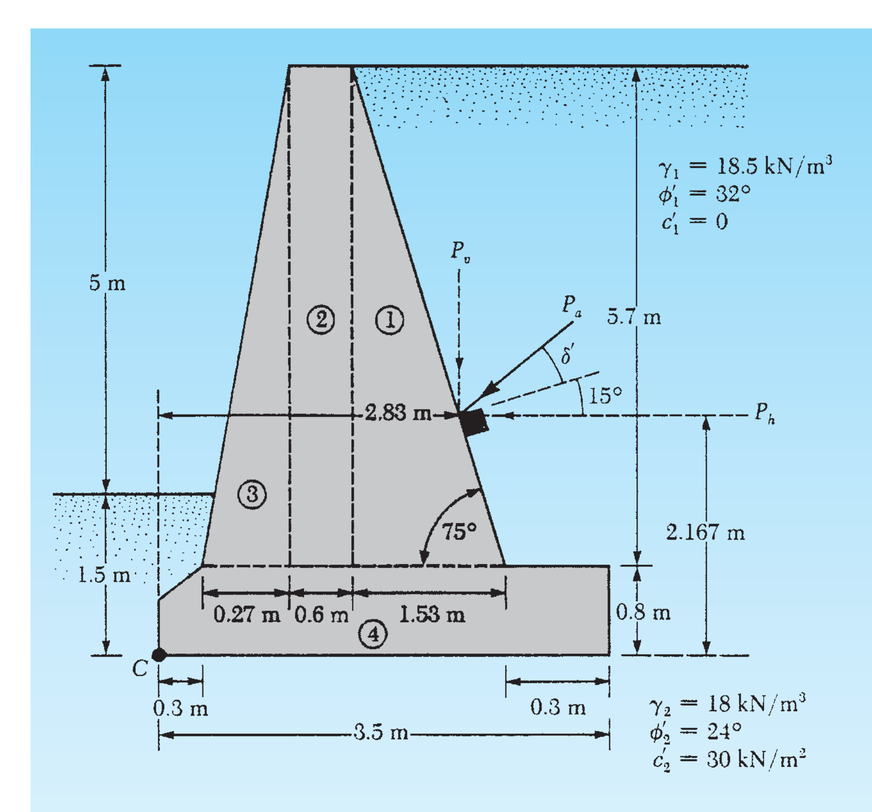


Figura 15.9

Solución

$$H' = 5 + 1.5 = 6.5 \text{ m}$$

Fuerza activa de Coulomb

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 H'^2 K_a$$

Con $\alpha' = 0°$, $\theta' = 15°$, $\delta' = \frac{2}{3}\phi'$ y $\phi'_1 = 32°$, encontramos que $K_a = 0.4023$ (tabla 14.4). Por lo tanto,

$$P_a = \frac{1}{2}(18.5)(6.5)^2(0.4023) = 157.22 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos\left(15 + \frac{2}{3}\phi'_1\right) = 157.22 \cos 36.33 = 126.65 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \operatorname{sen}\left(15 + \frac{2}{3}\phi'_1\right) = 157.22 \operatorname{sen} 36.33 = 93.14 \text{ kN/m}$$

Inciso a: Factor de seguridad contra el vuelco

Consultando la figura 15.9, se puede preparar la siguiente tabla:

Sección núm.	Área (m^2)	Peso/unidad de longitud (kN/m)*	Brazo de momento del punto *C* (m)	Momento (kN-m/m)
1	$\frac{1}{2}(5.7)(1.53) = 4.36$	102.81	2.18	224.13
2	$(0.6)(5.7) = 3.42$	80.64	1.37	110.48
3	$\frac{1}{2}(0.27)(5.7) = 0.77$	18.16	0.98	17.80
4	$\approx (3.5)(0.8) = 2.8$	66.02	1.75	115.52
		$P_v = 93.14$	2.83	263.59
		$\Sigma\, V = 360.77$ kN/m		$\Sigma\, M_R = 731.54$ kN-m/m

$^*\gamma_{concreto} = 23.58$ kN/m^3

Para el momento de vuelco, se tiene

$$M_O = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) = 126.65(2.167) = 274.45 \text{ kN-m/m}$$

Por lo tanto,

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{\Sigma\, M_R}{\Sigma\, M_O} = \frac{731.54}{274.45} = \mathbf{2.665} > 2\text{—OK}$$

Inciso b: Factor de seguridad contra el deslizamiento

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma\, V)\tan\left(\frac{2}{3}\phi_2'\right) + \frac{2}{3}c_2'B + P_p}{P_h}$$

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c_2'\sqrt{K_p}D$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{24}{2}\right) = 2.37$$

Por lo tanto;

$$P_p = \frac{1}{2}(2.37)(18)(1.5)^2 + 2(30)(1.54)(1.5) = 186.59 \text{ kN/m}$$

Así,

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{360.77 \tan\left(\frac{2}{3} \times 24\right) + \frac{2}{3}(30)(3.5) + 186.59}{126.65}$$

$$= \frac{103.45 + 70 + 186.59}{126.65} = \mathbf{2.84}$$

Si P_p es ignorada, el factor de seguridad sería **1.37**.

Inciso c: Presión sobre el suelo en la punta y el talón

De las ecuaciones (15.15), (15.16) y (15.17), se tiene

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{3.5}{2} - \frac{731.54 - 274.45}{360.77} = 0.483 < \frac{B}{6} = 0.583$$

$$q_{\text{punta}} = \frac{\sum V}{B}\left[1 + \frac{6e}{B}\right] = \frac{360.77}{3.5}\left[1 + \frac{(6)(0.483)}{3.5}\right] = \mathbf{188.43\ kN/m^2}$$

$$q_{\text{talón}} = \frac{V}{B}\left[1 - \frac{6e}{B}\right] = \frac{360.77}{3.5}\left[1 - \frac{(6)(0.483)}{3.5}\right] = \mathbf{17.73\ kN/m^2}$$

MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS

15.8 Tierra mecánicamente estabilizada

El uso de la tierra mecánicamente estabilizada (MSE) es un desarrollo reciente en el diseño y construcción de cimentaciones y estructuras de contención de tierras. La MSE es un material de construcción a partir de suelo que ha sido reforzado con elementos de refuerzo tales como varillas, telas no biodegradables (geotextiles), geomallas y similares. La idea fundamental de reforzar el suelo no es nueva, de hecho, se remonta a varios siglos. Sin embargo, el concepto actual de análisis y diseño sistemático fue desarrollado por un ingeniero francés, H. Vidal, en 1966. El Road Research Laboratory francés ha realizado una amplia investigación sobre la aplicabilidad y los efectos beneficiosos del uso de la tierra mecánicamente estabilizada como material de construcción. Esta investigación fue documentada en detalle por Darbin (1970), Schlosser y Vidal (1969), y Schlosser y Long (1974). Las pruebas que se realizaron implicaban el uso de tiras metálicas como material de refuerzo.

En todo el mundo se han construido muros de contención de MSE desde que Vidal publicó su obra. El primer muro de contención MSE con tiras de metal como refuerzo en Estados Unidos fue construido en 1972 en el sur de California.

Desde principios de 1970 los geotextiles y geomallas que son material polimérico no biodegradable y clasificados como geosintéticos también se han utilizado para el refuerzo del suelo en el diseño y construcción de muros de contención. En el apéndice A se da un breve resumen de geotextiles y geomallas relacionados con la construcción de muros.

Los efectos beneficiosos del reforzamiento de suelos se derivan de (a) una mayor resistencia del suelo a la tensión y (b) la resistencia al corte desarrollada a partir de la fricción en las interfaces suelo-reforzamiento. Tal refuerzo es comparable al de las estructuras de concreto. En la actualidad, la mayoría de diseño MSE se realiza sólo con suelo granular de drenaje libre. Por lo tanto, se evita el efecto de desarrollo de agua intersticial en suelos cohesivos que, a su vez, reduce la resistencia al corte del suelo.

15.9 Consideraciones generales de diseño

El procedimiento general de diseño de cualquier muro de contención estabilizado mecánicamente se puede dividir en dos partes:

1. Satisfacer los requisitos de *estabilidad interna*
2. Comprobar la *estabilidad externa* del muro

Los controles de estabilidad internos implican la determinación de la tensión y la resistencia al retiro de los elementos de refuerzo y la determinación de la integridad de los elementos de revestimiento. Los controles de estabilidad externos incluyen controles de vuelco, deslizamiento y falla de la capacidad de carga. Las siguientes secciones analizarán los procedimientos de diseño de muros de contención para utilizar con tiras metálicas, geotextiles y geomallas.

15.10 Muros de contención reforzados con varilla

Los muros de tierra reforzada son paredes flexibles. Sus componentes principales son

1. El *relleno*, que es suelo granular.
2. *Bandas de refuerzo*, que son delgadas, tiras anchas colocadas a intervalos regulares, y
3. Una *cubierta* o *forro* en la cara frontal de la pared

La figura 15.10 es un diagrama de un muro de contención de tierra reforzada. Observe que, a cualquier profundidad, las bandas de refuerzo o tirantes se colocan con una separación horizontal S_H de centro a centro; la separación vertical de las cintas o tirantes es S_V de centro a centro. La cubierta puede ser construida con secciones de material delgado relativamente flexible. Lee *et al.* (1973) demostraron que, con un diseño conservador, una cubierta de acero galvanizado de 5 mm de espesor sería suficiente para sostener una pared de alrededor de 14 o 15 m de altura. En la mayoría de los casos también se pueden utilizar como cubierta losas prefabri-

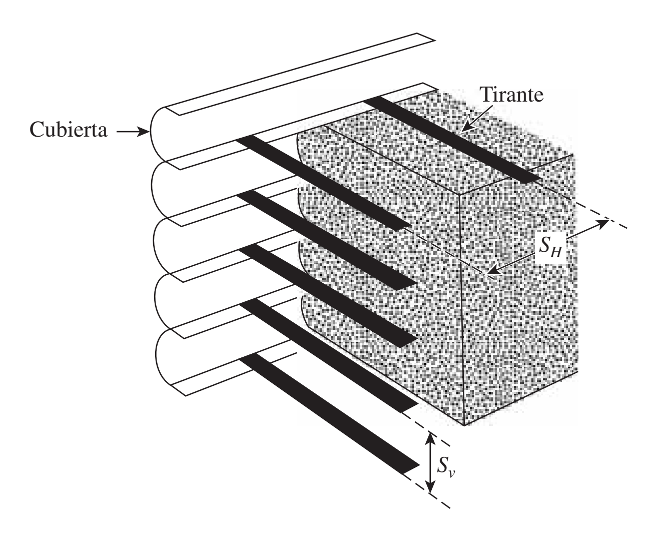


Figura 15.10 Muro de contención de tierra reforzada

cadas de concreto. Las losas están ranuradas para encajar una en la otra, de modo que el suelo no puede fluir entre las articulaciones. Cuando se utilizan cubiertas de metal, que se atornillan entre sí, se colocan tiras de refuerzo entre éstas.

El método más simple y más común para el diseño de los tirantes es el método de Rankine. A continuación analizamos este procedimiento.

Cálculo de la presión horizontal activa

La figura 15.11 muestra un muro de contención con un material de relleno granular que tiene peso unitario de γ_1 y un ángulo de fricción de ϕ'_1. Por debajo de la base del muro de contención el suelo se ha excavado y recompactado *in situ*, con suelo granular utilizado como relleno. Por debajo de la reposición, el suelo *in situ* tiene un peso unitario de γ_2, ángulo de fricción de ϕ'_2 y la cohesión de c'_2. El muro de contención tiene tirantes de refuerzo a profundidades $z = 0, S_V$, $2S_V, \ldots NS_V$. La altura de la pared es $NS_V = H$.

De acuerdo con la teoría de la presión activa de Rankine,

$$\sigma'_a = \sigma'_o K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

donde σ'_a = presión activa Rankine efectiva a cualquier profundidad z.

Para suelos granulares secos sin sobrecarga en la parte superior, $c' = 0$, $\sigma'_o = \gamma_1 z$ y $K_a = \tan^2(45 - \phi'_1/2)$. Por lo tanto,

$$\sigma'_a = \gamma_1 z K_a \tag{15.23}$$

En la parte inferior de la pared (es decir, en $z = H$),

$$\sigma'_a = \gamma H K_a$$

La fuerza

La fuerza del *tirante por unidad de longitud de la pared* desarrollada a cualquier profundidad z (ver figura 15.11) es

$$\begin{aligned} T &= \text{presión activa a la profundidad } z \\ &\quad \times \text{ área de la pared que es soportada por el tirante} \\ &= (\sigma'_a)(S_V S_H) \end{aligned} \tag{15.24}$$

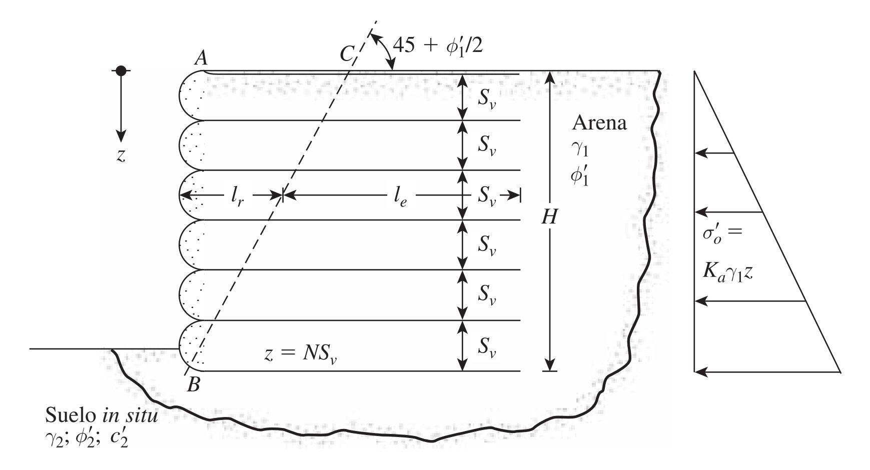


Figura 15.11 Análisis de un muro de contención de tierra reforzada

Factor de seguridad contra la falla del tirante

Los tirantes de refuerzo en cada nivel, y por lo tanto los muros, podrían fallar por (a) rompimiento del tirante o (b) retiro del tirante.

El factor de seguridad contra el rompimiento del tirante se puede determinar como

$$FS_{(B)} = \frac{\text{rendimiento o resistencia de cada tirante a la falla}}{\text{fuerza máxima en cualquier tirante}} = \frac{wtf_y}{\sigma'_a S_V S_H} \qquad (15.25)$$

donde

w = anchura de cada tirante
t = espesor de cada tirante
f_y = rendimiento o resistencia del material del tirante a la falla

Por lo general se recomienda un factor de seguridad de alrededor de 2.5 o 3 para los tirantes en todos los niveles.

El refuerzo de tirantes a cualquier profundidad z fallará por retirada si la resistencia fraccional desarrollada a lo largo de las superficies de los tirantes es menor que la fuerza a la que éstos están siendo sometidos. La *longitud efectiva* de los tirantes a lo largo de los que se desarrolla la resistencia a la fricción puede ser tomada de forma conservadora como la longitud que se extiende *más allá de los límites de la zona de falla activa de Rankine*, que es la zona *ABC* en la figura 15.11. La línea *BC* forma un ángulo de 45º + $\phi'_1/2$ con la horizontal. Ahora, la fuerza de fricción máxima que puede ser realizada por un tirante a la profundidad z es

$$F_R = 2l_e w\sigma'_o \tan \phi'_\mu \qquad (15.26)$$

donde

l_e = longitud efectiva
σ'_o = presión vertical efectiva a una profundidad z
ϕ'_μ = ángulo de fricción suelo-tirante

Por lo tanto, el factor de seguridad contra la *retirada del tirante* a cualquier profundidad z es

$$FS_{(P)} = \frac{F_R}{T} \qquad (15.27)$$

Sustituyendo las ecuaciones (15.24) y (15.26) en la ecuación (15.27) se obtiene

$$FS_{(P)} = \frac{2l_e w\sigma'_o \tan \phi'_\mu}{\sigma'_a S_V S_H} \qquad (15.28)$$

Longitud del tirante

La longitud del tirante a cualquier profundidad es

$$L = l_r + l_e \qquad (15.29)$$

donde

l_r = longitud dentro de la zona de falla de Rankine
l_e = longitud efectiva

Para un $FS_{(P)}$ dado a partir de la ecuación (15.28)

$$l_e = \frac{FS_{(P)}\sigma'_a S_V S_H}{2w\sigma'_o \tan\phi'_\mu} \tag{15.30}$$

De nuevo, para cualquier profundidad z

$$l_r = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} \tag{15.31}$$

Por lo tanto, combinando las ecuaciones (15.29), (15.30) y (15.31) se tiene

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(P)}\sigma'_a S_V S_H}{2w\sigma'_o \tan\phi'_\mu} \tag{15.32}$$

15.11 Procedimiento de diseño paso a paso utilizando tiras metálicas de refuerzo

A continuación se presenta un procedimiento paso a paso para el diseño de muros de contención de tierra reforzada.

General

Paso 1. Determinar la altura del muro, H, y también las propiedades del material de relleno granular, como peso unitario (γ_1) y el ángulo de fricción (ϕ'_1).

Paso 2. Obtener el ángulo de fricción suelo-tirante, ϕ'_μ, y también los valores requeridos de $FS_{(B)}$ y $FS_{(P)}$.

Estabilidad interna

Paso 3. Proponer los valores para el espaciado horizontal y vertical del tirante. Suponer también la anchura de la tira de refuerzo, w, que será utilizada.

Paso 4. Calcular σ'_a a partir de la ecuación (15.23).

Paso 5. Calcular las fuerzas de unión en los distintos niveles a partir de la ecuación (15.24).

Paso 6. Para los valores conocidos de $FS_{(B)}$, calcular el espesor de los tirantes, t, necesario para resistir la ruptura del tirante:

$$T = \sigma'_a S_V S_H = \frac{wtf_y}{FS_{(B)}}$$

o

$$t = \frac{(\sigma'_a S_V S_H)[FS_{(B)}]}{wf_y} \tag{15.33}$$

La convención es mantener la magnitud de t igual en todos los niveles, por lo que σ'_a en la ecuación (15.33) debe ser igual a $\sigma'_{a(\text{máx})}$.

Paso 7. Para los valores conocidos de ϕ'_μ y $FS_{(P)}$, determinar la longitud L de los tirantes en los diversos niveles a partir de la ecuación (15.32).

Paso 8. Se pueden cambiar las magnitudes de S_V, S_H, t, w y L para obtener el diseño más económico.

Estabilidad externa

Paso 9. Verificar si hay *vuelco*, mediante la figura 15.12 como guía. Tomando el momento sobre B se obtiene el momento de vuelco para la unidad de longitud del muro:

$$M_o = P_a z' \tag{15.34}$$

De aquí,

$$P_a = \text{fuerza activa} = \int_0^H \sigma'_a dz$$

El momento resistente por unidad de longitud del muro es

$$M_R = W_1 x_1 + W_2 x_2 + \cdots \tag{15.35}$$

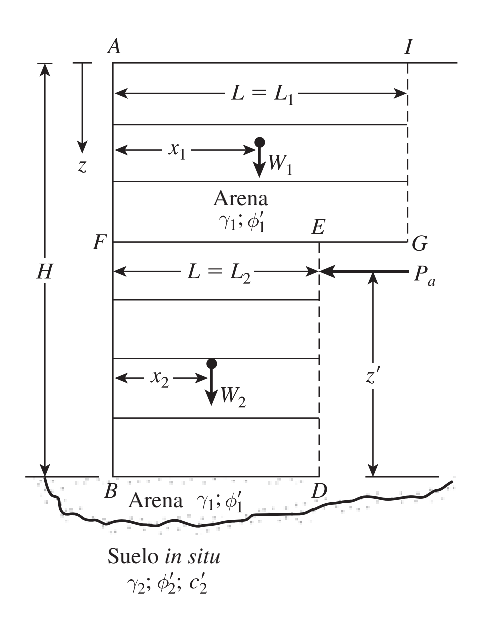


Figura 15.12 Comprobación de la estabilidad para el muro de contención

donde

W_1 = (área *AFEGI*) (1) (γ_1)
W_2 = (área *FBDE*) (1) (γ_1)
⋮

Así,

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{M_R}{M_o} = \frac{W_1x_1 + W_2x_2 + \cdots}{\left(\int_0^H \sigma'_a dz\right)z'} \tag{15.36}$$

$FS_{(\text{vuelco})}$ debe ser al menos de 3.

Paso 10. La comprobación de *deslizamiento* se puede hacer mediante el uso de la ecuación (15.13), o

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(W_1 + W_2 + \cdots)[\tan(k\phi'_1)]}{P_a} \tag{15.37}$$

donde $k \approx \frac{2}{3}$.

$FS_{(\text{deslizamiento})}$ debe ser al menos de 1.5.

Paso 11. Comprobar si hay falla de la capacidad última de carga, que puede estar dada como

$$q_u = c'_2 N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L'_2 N_\gamma \tag{15.38}$$

Los factores de la capacidad de carga de N_c y N_γ corresponden al ángulo de fricción del suelo ϕ'_2. (Véase la tabla 16.2.) En la ecuación (15.38), L'_2 es la longitud efectiva, es decir,

$$L'_2 = L_2 - 2e \tag{15.39}$$

donde e = excentricidad dada por

$$e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_R - M_O}{\sum V} \tag{15.40}$$

en la que $\sum V = W_1 + W_2 \ldots$

El esfuerzo vertical en $z = H$ es

$$\sigma'_{o(H)} = \gamma_1 H \tag{15.41}$$

Por lo tanto, el factor de seguridad en contra de la falla de la capacidad de carga es

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_{\text{últ}}}{\sigma'_{o(H)}} \tag{15.42}$$

Por lo general, un valor mínimo de $FS_{(\text{falla de la capacidad de carga})} = 3$ a 5 es recomendable.

Ejemplo 15.3

Debe construirse un muro de contención de 10 m de altura con tiras de refuerzo de acero galvanizado en un relleno granular. Con base en la figura 15.11, se tiene:

Relleno granular: $\phi'_1 = 36°$
$\gamma_1 = 16.5$ kN/m^3

Suelo de cimentación: $\phi'_2 = 28°$
$\gamma_2 = 17.3$ kN/m^3
$c'_2 = 48$ kN/m^2

Refuerzo de acero galvanizado:

Ancho de la tira, $w = 72$ mm
$S_V = 0.6$ m de centro a centro
$S_H = 1$ m de centro a centro
$f_y = 242$ MN/m^2
$\phi'_\mu = 20°$

Requeridos $FS_{(B)} = 3$
Requeridos $FS_{(P)} = 3$

Compruebe la estabilidad externa e interna. Suponga que la velocidad de corrosión del acero galvanizado es 0.025 mm/año y la vida de la estructura será de 50 años.

Solución

Comprobación de la estabilidad interna

Ancho del tirante: Fuerza máxima del tirante, $T_{\text{máx}} = \sigma'_{a(\text{máx})} S_V S_H$

$$\sigma_{a(\text{máx})} = \gamma_1 H K_a = \gamma H \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right)$$

Así,

$$T_{\text{máx}} = \gamma_1 H \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right) S_V S_H$$

De la ecuación (15.22) para la *ruptura del tirante*

$$t = \frac{(\sigma'_a S_V S_H)[FS_{(B)}]}{w f_y} = \frac{\left[\gamma_1 H \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right) S_V S_H\right] FS_{(B)}}{w f_y}$$

o

$$t = \frac{\left[(16.5)(10)\tan^2\left(45 - \frac{36}{2}\right)(0.6)(1)\right](3)}{(0.072\text{ m})\ (242{,}000\text{ kN/m}^2)} = 0.00443\text{ m}$$

$$\approx 4.5\text{ mm}$$

Si la tasa de corrosión es de 0.025 mm/año y la vida de la estructura es de 50 años, entonces el espesor real, t, de los tirantes será

$$t = 4.5 + (0.025)(50) = 5.75\text{ mm}$$

Así que un **espesor de 6 mm del tirante** sería suficiente.

Longitud del tirante: Consulte la ecuación (15.32). Para este caso, $\sigma'_a = \gamma_1 z K_a$ y $\sigma'_o = \gamma_1 z$, por lo tanto

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(P)}\gamma_1 z K_a S_V S_H}{2w\gamma_1 z \tan\phi'_\mu}$$

Ahora, se puede preparar la siguiente tabla. *Nota*: $FS_{(P)} = 3$, $H = 10$ m, $w = 0.072$ m y $\phi'_\mu = 20°$.

***z* (m)**	**Longitud del tirante *L* (m) [Ec. (15.32)]**
2	13.0
4	11.99
6	10.97
8	9.95
10	8.93

Así que utilice una **longitud de $L = 13$ m**

Comprobación de la estabilidad externa

Verificación de vuelco: Consulte la figura 15.13. Para este caso, utilice la ecuación (15.36)

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{W_1 x_1}{\left[\int_0^H \sigma'_a\,dz\right] z'}$$

$$W_1 = \gamma_1 HL = (16.5)(10)(13) = 2145\text{ kN}$$

$$x_1 = 6.5\text{ m}$$

$$P_a = \int_0^H \sigma'_a dz = \tfrac{1}{2}\gamma_1 K_a H^2 = (\tfrac{1}{2})(16.5)(0.26)(10)^2 = 214.5\text{ kN/m}$$

$$z' = \frac{10}{3} = 3.33\text{ m}$$

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{(2145)(6.5)}{(214.5)(3.33)} = \mathbf{19.5 > 3\text{—OK}}$$

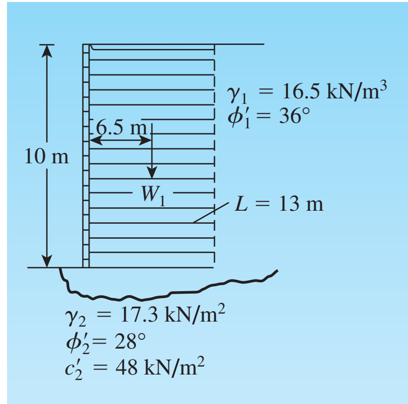


Figura 15.13 Muro de contención con refuerzo de tiras de acero galvanizado en el relleno

Verificación de deslizamiento: De la ecuación (15.37)

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{W_1 \tan(k\phi'_1)}{P_a} = \frac{2145 \tan\left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right]}{214.5} = \mathbf{4.45 > 3\text{—OK}}$$

Verificación de la capacidad de carga: Para $\phi'_2 = 28°$, $N_c = 25.8$, $N_\gamma = 16.72$ (tabla 16.2). De la ecuación (15.38),

$$q_{\text{últ}} = c'_2 N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L' N_\gamma$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M_R - M_O}{\Sigma V} = \frac{13}{2} - \left[\frac{(2145 \times 6.5) - (214.5 \times 3.33)}{2145}\right] = 0.333 \text{ m}$$

$$L' = 13 - (2 \times 0.333) = 12.334 \text{ m}$$

$$q_{\text{últ}} = (48)(25.8) + (\tfrac{1}{2})(17.3)(12.334)(16.72) = 3022 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (15.41),

$$\sigma'_{o(H)} = \gamma_1 H = (16.5)(10) = 165 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_{\text{últ}}}{\sigma'_{o(H)}} = \frac{3022}{165} = \mathbf{18.3 > 5\text{—OK}}$$

15.12 Muros de contención con refuerzo geotextil

La figura 15.14 muestra un muro de contención en el que capas de material geotextil se han utilizado como refuerzo. Como en la figura 15.12, el relleno es un suelo granular. En este tipo de muro de contención el revestimiento de la pared está formado por el traslapado de las hojas, como se muestra con una longitud de traslape *LL*. Una vez finalizada la construcción, la cara expuesta de la pared debe ser cubierta, de lo contrario, el geotextil se deteriora por la exposición a la luz ultravioleta. Sobre la superficie de la pared se pulveriza una *emulsión de betumen* o *gunita*. Una malla de alambre anclada al revestimiento geotextil puede ser necesaria para

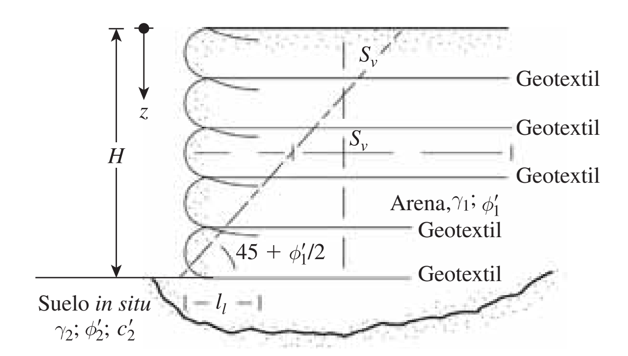


Figura 15.14 Muro de contención con refuerzo geotextil

mantener el revestimiento en su lugar. La figura 15.15 muestra la construcción de un muro de contención reforzado con geotextil.

El diseño de este tipo de muro de contención es similar al presentado en la sección 15.11. El siguiente es un procedimiento paso a paso para el diseño basado en las recomendaciones de Bell *et al.* (1975) y Koerner (2005):

Estabilidad interna

Paso 1. Determinar la distribución de la presión activa sobre el muro mediante la fórmula

$$\sigma'_a = K_a\sigma'_o = K_a\gamma_1 z \tag{15.43}$$

donde

K_a = coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2(45 - \phi'_1/2)$
γ_1 = peso unitario del relleno granular
ϕ'_1 = ángulo de fricción del relleno granular



Figura 15.15 Construcción de un muro de contención reforzado con geotextil (Cortesía de Jonathan T. H. Wu, Universidad de Colorado en Denver, Denver, Colorado)

Paso 2. Seleccionar un material geotextil con una resistencia permisible a la tensión de T_{per} (kN/m). [Véase la ecuación (A.1) en el apéndice A para T_{per}.]

Paso 3. Determinar la separación vertical de las capas a cualquier profundidad z a partir de la fórmula

$$S_V = \frac{T_{per}}{\sigma'_a FS_{(B)}} = \frac{T_{per}}{(\gamma_1 z K_a)[FS_{(B)}]} \tag{15.44}$$

Note que la ecuación (15.44) es similar a la ecuación (15.25). La magnitud de $FS_{(B)}$ es generalmente 1.3 a 1.5.

Paso 4. Determinar la longitud de cada capa de geotextil a partir de la fórmula

$$L = l_r + l_e \tag{15.45}$$

donde

$$l_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \dfrac{\phi'_1}{2}\right)} \tag{15.46}$$

y

$$l_e = \frac{S_V \sigma'_a [FS_{(P)}]}{2\sigma'_o \tan\phi'_F} \tag{15.47}$$

en la que

$$\sigma'_a = \gamma_1 z K_a$$
$$\sigma'_o = \gamma_1 z$$
$$FS_{(P)} = 1.3 \text{ a } 1.5$$

ϕ'_F = ángulo de fricción en la interfase suelo-geotextil

$\approx \frac{2}{3}\phi'_1$

Paso 5. Determinar la longitud de traslape, l_1, a partir de

$$l_l = \frac{S_V \sigma'_a FS_{(P)}}{4\sigma'_o \tan\phi'_F} \tag{15.48}$$

La longitud mínima del traslape debe ser de 1 m.

Estabilidad externa

Paso 6. Comprobar los factores de seguridad contra el vuelco, deslizamiento y falla de la capacidad de carga, como se describe en la sección 15.11 (pasos 9, 10 y 11).

Ejemplo 15.4

En la figura 15.16 se muestra un muro de 5 m de altura reforzado con material geotextil. Para el relleno granular, γ_1 = 15.7 kN/m^3 y ϕ'_1 = 36°. Para el geotextil, $T_{últ}$ = 52.5 kN/m. Para el diseño de la pared, determine S_v, L y l_l. Utilice RF_{id} = 1.2, RF_{cr} = 2.5 y RF_{cbd} = 1.25.

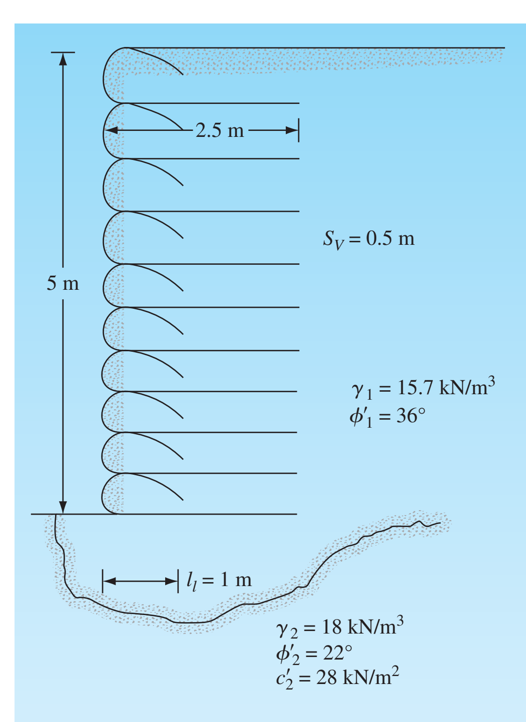


Figura 15.16 Muro de contención reforzado con material geotextil

Solución

Se tiene

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right) = 0.26$$

Determinación de S_V

Para encontrar S_V, se deben realizar algunas pruebas. De la ecuación (15.44),

$$S_V = \frac{T_{\text{per}}}{(\gamma_1 z K_a)[FS_{(B)}]}$$

De la ecuación (A-1)

$$T_{\text{per}} = \frac{T_{\text{últ}}}{RF_{\text{id}} \times RF_{\text{cr}} \times RF_{\text{cbd}}} = \frac{52.5}{1.2 \times 2.5 \times 1.25} = 14 \text{ kN/m}$$

Con $FS_{(B)} = 1.5$ en $z = 2$ m,

$$S_V = \frac{14}{(15.7)\,(2)\,(0.26)\,(1.5)} = 1.14 \text{ m}$$

En $z = 4$ m,

$$S_V = \frac{14}{(15.7)\,(4)\,(0.26)\,(1.5)} = 0.57 \text{ m}$$

En $z = 5$ m,

$$S_V = \frac{14}{(15.7)\,(5)\,(0.26)\,(1.5)} = 0.46 \text{ m}$$

Por lo tanto, **use S_V = 0.5 m para z = 0 m hasta z = 5 m** (véase figura 15.16)

Determinación de L

A partir de las ecuaciones (15.45), (15.46) y (15.47),

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \dfrac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{S_V K_a [FS_{(P)}]}{2 \tan \phi'_F}$$

Para $FS_{(P)} = 1.5$, $\tan \phi'_F = \tan [(\frac{2}{3})\,(36)] = 0.445$, y se deduce que

$$L = (0.51)\,(H - z) + 0.438 S_V$$

$H = 5$ m, $S_V = 0.5$ m
En $z = 0.5$ m: $L = (0.51)(5 - 0.5) + (0.438)(0.5) = 2.514$ m
En $z = 2.5$ m: $L = (0.51)(5 - 2.5) + (0.438)(0.5) = 1.494$ m

Por lo tanto, **use L = 2.5 m en todo**.

Determinación de l_l

De la ecuación (15.48),

$$l_l = \frac{S_V \sigma'_a \,[FS_{(P)}]}{4\,\sigma'_o \tan \phi'_F}$$

$\sigma'_a = \gamma_1 z K_a$, $FS_{(P)} = 1.5$; con $\sigma'_o = \gamma_1 z$, $\phi'_F = \frac{2}{3}\phi'_1$. Así que,

$$l_l = \frac{S_V K_a [FS_{(P)}]}{4 \tan \phi'_F} = \frac{S_V (0.26)\,(1.5)}{4 \tan[(\frac{2}{3})\,(36)]} = 0.219 S_V$$

$$l_l = 0.219 S_V = (0.219)\,(0.5) = 0.11 \text{ m} \leq 1 \text{ m}$$

Por lo tanto, use **l_l = 1 m.**

Ejemplo 15.5

Considere los resultados de la verificación de la estabilidad interna dada en el ejemplo 15.4. Para el muro de contención reforzado con geotextil, calcule el factor de seguridad contra el vuelco, deslizamiento y falla de la capacidad de carga.

Solución

Consulte la figura 15.17.

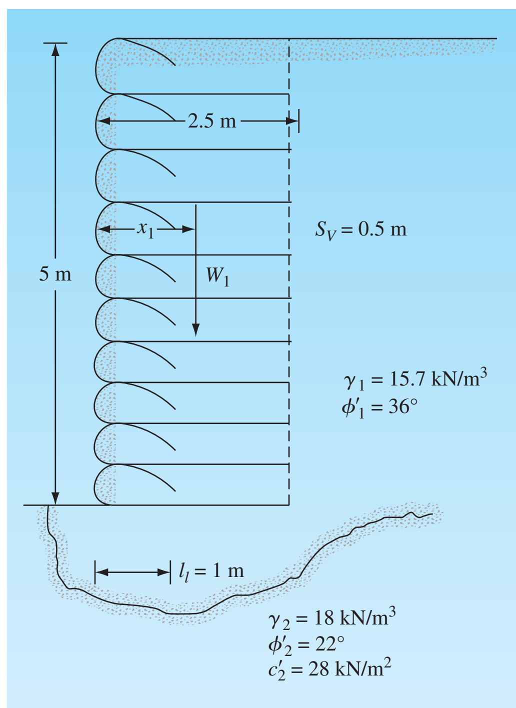


Figura 15.17 Verificación de la estabilidad

Factor de seguridad contra el vuelco

De la ecuación (15.36), $FS_{(\text{vuelco})} = \dfrac{W_1 x_1}{(P_a)\left(\dfrac{H}{3}\right)}$

$$W_1 = (5)(2.5)(15.7) = 196.25 \text{ kN/m}$$

$$x_1 = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a = \left(\frac{1}{2}\right)(15.7)(5)^2(0.26) = 51.03 \text{ kN/m}$$

Por lo tanto,

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{(196.25)(1.25)}{51.03(5/3)} = 2.88 < 3$$

(aumente la longitud de las capas de geotextil a 3 m)

Factor de seguridad contra el deslizamiento
De la ecuación (15.37),

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{W_1 \tan\left(\frac{2}{3}\phi'_1\right)}{P_a} = \frac{(196.25)\left[\tan\left(\frac{2}{3} \times 36\right)\right]}{51.03} = \mathbf{1.71 > 1.5 - O.K.}$$

Factor de seguridad contra la falla de la capacidad de carga

De la ecuación (15.38), $q_u = c'_2 N_c + \frac{1}{2}\gamma_2 L_2 N_\gamma$; (*Nota*: suponiendo $L'_2 \approx L$)

Dados: $\gamma_2 = 18$ kN/m³, $L_2 = 2.5$ m, $c'_2 = 28$ kN/m² y $\phi'_2 = 22°$. De la tabla 16.2, $N_c = 16.88$ y $N_\gamma = 7.13$.

$$q_u = (28)\,(16.88) + \left(\frac{1}{2}\right)(18)\,(2.5)\,(7.13) \approx 633 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (15.42),

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{\sigma'_{\alpha(H)}} = \frac{633}{\gamma_1 H} = \frac{633}{(15.7)\,(5)} = \mathbf{8.06 > 3 - O.K.}$$

15.13 Muros de contención reforzados con geomalla

Las geomallas también se pueden utilizar como refuerzo en material de relleno granular para la construcción de muros de contención. La figura 15.18 muestra diagramas esquemáticos típicos de muros de contención con refuerzo de geomalla. La figura 15.19 muestra un muro de contención con refuerzo de geomalla en construcción. El procedimiento de diseño de un muro de contención reforzado con geomalla es esencialmente similar al dado en la sección 15.12. A continuación se presenta un breve procedimiento paso a paso en referencia a la figura 15.20.

Verificación de la estabilidad interna

Paso 1: Determinar la presión activa a cualquier profundidad z según [similar a la ecuación (15.43)]:

$$\sigma'_a = K_a \gamma_1 z \tag{15.49}$$

donde

K_a = coeficiente de presión activa de Rankine $= \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right)$

Paso 2. Seleccionar una geomalla con una resistencia a la tensión permisible, T_{per} [de la ecuación (A.3) en el apéndice A]

$$T_{per} = \frac{T_{\text{últ}}}{RF_{id} \times RF_{cr} \times RF_{cbd}} \tag{15.50}$$

donde

RF_{id} = factor de reducción de los daños por instalación
RF_{cr} = factor de reducción de la fluencia
RF_{cbd} = factor de reducción de la degradación química y biológica

Paso 3. Obtener el espaciado vertical de las capas de geomalla, S_V, según

$$S_V = \frac{T_{per} C_r}{\sigma'_a \, FS_{(B)}} \tag{15.51}$$

donde C_r = radio de cobertura de la geomalla.

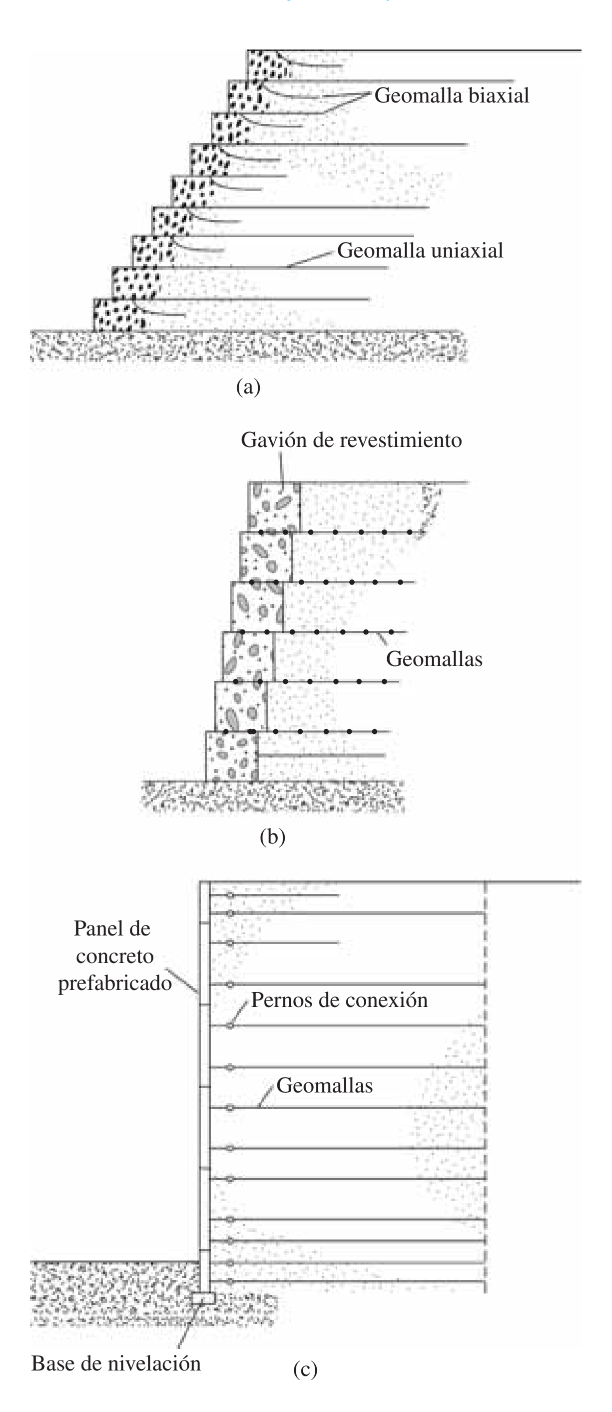


Figura 15.18 Diagramas esquemáticos típicos de muros de contención con refuerzo de geomalla: (a) geomalla de pared envolvente; (b) pared con revestimiento de gaviones; (c) pared con panel frontal de concreto



Figura 15.19 Construcción de un muro reforzado con geomalla HDPE revestido con paneles de concreto (Cortesía de Tensar International Corporation, Atlanta, Georgia)

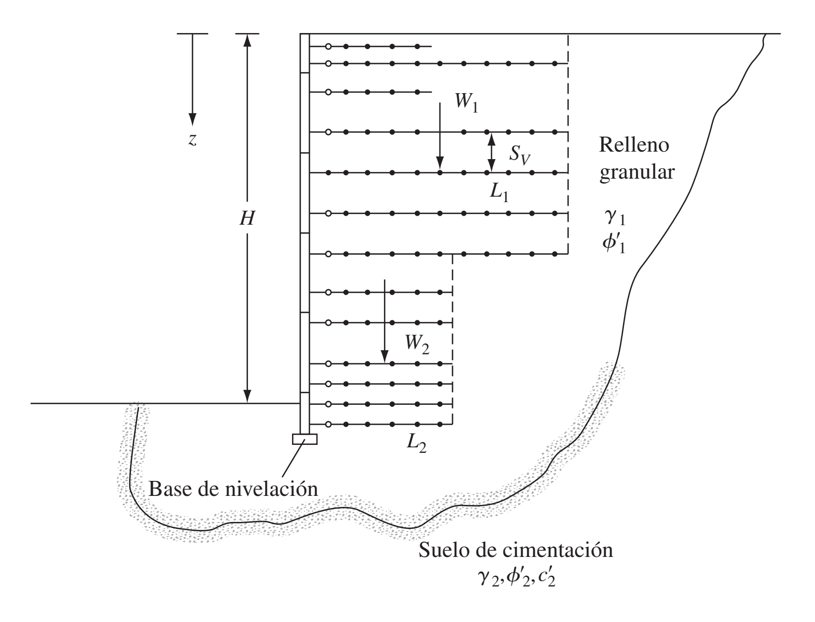


Figura 15.20 Diseño de un muro de contención reforzado con geomalla

El *radio de cobertura* es el área del proyecto fraccionado a cualquier elevación en particular que está realmente ocupada por geomalla. Por ejemplo, si hay un espacio de 0.3 m entre cada pedazo de 1.2 m de geomalla, la relación de cobertura es

$$C_r = \frac{1.2 \text{ m}}{1.2 \text{ m} + 0.3 \text{ m}} = 0.8$$

Paso 4. Calcular la longitud de cada capa de geomalla a una profundidad z como [similar a la ecuación (15.45)]

$$L = l_r + l_e$$

$$l_r = \frac{H - z}{\tan^2\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} \tag{15.52}$$

Para la determinación de l_e [similar a la ecuación (15.47)],

$$FS_{(P)} = \frac{\text{resistencia al retiro para un esfuerzo normal efectivo}}{\text{fuerza de retiro}}$$

$$= \frac{(2)(l_e)(C_i\sigma'_0 \tan \phi'_1)(C_r)}{S_V\sigma'_a}$$

$$= \frac{(2)(l_e)(C_i \tan \phi'_1)(C_r)}{S_V K_a} \tag{15.53}$$

donde C_i = coeficiente de interacción o

$$l_e = \frac{S_V K_a FS_{(P)}}{2C_r C_i \tan \phi'_1} \tag{15.54}$$

Por lo tanto, a una profundidad z dada, la longitud total L de la capa de geomalla es

$$L = l_r + l_e = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{S_V K_a FS_{(P)}}{2C_r C_i \tan \phi'_1} \tag{15.55}$$

El coeficiente de interacción, C_i, se puede determinar experimentalmente en el laboratorio. El siguiente es un rango aproximado para C_i para diversos tipos de relleno.

Grava, grava arenosa	0.75–0.8
Arena bien graduada, arena gravosa	0.7–0.75
Arena fina, arena limosa	0.55–0.6

Estabilidad externa

Verificar los factores de seguridad contra el vuelco, deslizamiento y falla de la capacidad de carga como se describió en la sección 15.11 (pasos 9, 10 y 11).

Ejemplo 15.6

Considere un muro de contención reforzado con geomalla. Consultando la figura 15.20, se tiene: $H = 6$ m, $\gamma_1 = 16.5$ kN/m^3, $\phi'_1 = 35°$, $T_{per} = 45$ kN/m, $FS_{(B)} = 1.5$, $FS_{(P)} = 1.5$, $C_r = 0.8$ y $C_i = 0.75$. Para el diseño de la pared, determine S_V y L.

Solución

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.27$$

Determinación de S_V

De la ecuación (15.51),

$$S_V = \frac{T_{per}C_r}{\sigma'_a\, FS_{(B)}} = \frac{T_{per}C_r}{\gamma z K_a\, FS_{(B)}} = \frac{(45)(0.8)}{(16.5)(z)(0.27)(1.5)} = \frac{5.39}{z}$$

$$\text{En } z = 2 \text{ m:} \qquad S_V = \frac{5.39}{2} = 2.7 \text{ m}$$

$$\text{En } z = 4 \text{ m:} \qquad S_V = \frac{5.39}{4} = 1.35 \text{ m}$$

$$\text{En } z = 5 \text{ m:} \qquad S_V = \frac{5.39}{5} = 1.08 \text{ m}$$

Use $S_V \approx$ **1 m**

Determinación de L

De la ecuación (15.55),

$$L = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{S_V K_a FS_{(P)}}{2C_r C_i \tan\phi'_1} = \frac{6 - z}{\tan\left(45 + \frac{35}{2}\right)} + \frac{(1 \text{ m})(0.27)(1.5)}{(2)(0.8)(0.75)(\tan 35°)}$$

En $z = 1$ m: $L = 0.52(6 - 1) + 0.482 = 3.08 \text{ m} \approx 3.1$ m

En $z = 3$ m: $L = 0.52(6 - 3) + 0.482 = 2.04 \text{ m} \approx 2.1$ m

En $z = 5$ m: $L = 0.52(6 - 5) + 0.482 = 1.0$ m

Por lo tanto, use $\boldsymbol{L = 3}$ **m para** $\boldsymbol{z = 0}$ **a 6 m.**

CORTES APUNTALADOS

15.14 Cortes apuntalados en general

La figura 15.21 muestra dos tipos de cortes apuntalados comúnmente utilizados en las obras de construcción. Un tipo utiliza *viga soldada* (figura 15.21a), que es una viga vertical de acero o madera clavada en el suelo antes de la excavación. *Revestimiento*, son tablones de madera

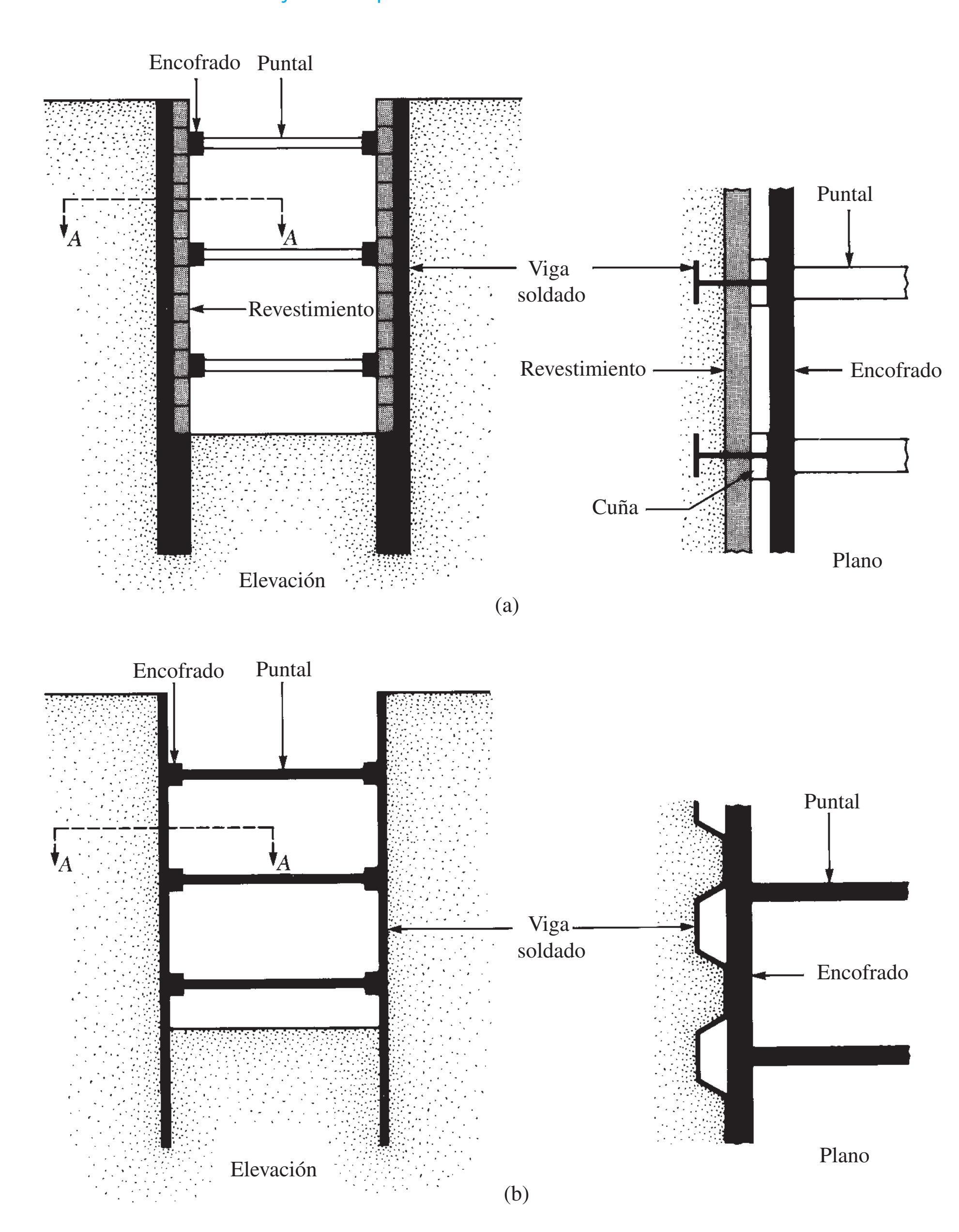


Figura 15.21 Tipos de cortes apuntalados: (a) uso de vigas soldado; (b) uso de pilotes

horizontales que se colocan entre las vigas soldado a medida que avanza la excavación. Cuando la excavación alcanza la profundidad deseada, se instalan *encofrados* y *puntales* (vigas de acero horizontal). Los puntales son miembros de compresión horizontales. La figura 15.21b muestra otro tipo de excavación apuntalado. En este caso, *pilotes entrelazados* son clavados en el suelo antes de la excavación. Los encofrados y los puntales se insertan inmediatamente después que

Tabla 15.2 Propiedades de algunas secciones de pilotes (Producidas por Bethlehem Steel Corporation)

Denominación de la sección	Croquis de la sección	Módulo de sección (m^3/m de pared)	Momento de inercia (m^4/m de pared)
PZ-40	409 mm; 13 mm; 15 mm; Distancia de accionamiento = 500 mm	326.4×10^{-5}	670.5×10^{-6}
PZ-35	379 mm; 13 mm; 15 mm; = 575 mm	260.5×10^{-5}	493.4×10^{-6}
PZ-27	305 mm; 9.5 mm; 9.5 mm; Distancia de accionamiento = 457 mm	162.3×10^{-5}	251.5×10^{-6}
PZ-22	229 mm; 9.5 mm; 9.5 mm; Distancia de accionamiento = 559 mm	97×10^{-5}	115.2×10^{-6}
PSA-31	13 mm; Distancia de accionamiento = 500 mm	10.8×10^{-5}	4.41×10^{-6}
PSA-23	9.5 mm; Distancia de accionamiento = 406 mm	12.8×10^{-5}	5.63×10^{-6}



Figura 15.23 Corte apuntalado durante la construcción del metro de Chicago (Cortesía de Ralph P. Beck)



Figura 15.24 Corte apuntalado durante la construcción del metro de Washington, D.C. (Cortesía de Ralph P. Beck)

15.15 Presión lateral de tierra sobre cortes apuntalados

El capítulo 14 explica que un muro de contención gira alrededor de su parte inferior (figura 15.25a). Con la flexibilidad suficiente de la pared, la presión lateral de la tierra es aproximadamente igual a la obtenida por la teoría de Rankine o teoría de Coulomb. En contraste con los muros de contención, los cortes apuntalados muestran un tipo diferente de flexibilidad de la pared (ver figura 15.25b). En este caso, la deformación de la pared aumenta gradualmente con la profundidad de la excavación. La variación de la cantidad de deformación depende de varios factores, como el tipo de suelo, la profundidad de la excavación y la mano de obra. Sin embargo, con muy poca flexibilidad de la pared en la parte superior del corte, la presión lateral de tierra estará cerca de la presión de reposo. En la parte inferior de la pared, con un grado de flexibilidad mucho mayor, la presión lateral de tierra será sustancialmente inferior a la presión activa de tierra de Rankine. Como resultado, la distribución de la presión lateral de tierra variará sustancialmente en comparación con la distribución lineal asumida en el caso de los muros de contención. Además, la presión lateral de tierra en un corte apuntalado depende del tipo de suelo, el método de construcción, el tipo de equipo utilizado y la mano de obra. Para todas las incertidumbres en relación con la distribución de la presión lateral de tierra, es una práctica común el uso de una envoltura de presión de tierra para el diseño de cortes apuntalados.

Usando los puntales de carga observados a partir de los cortes del metro de Berlín, Múnich y de Nueva York, Peck (1969) proporcionó la envoltura para la presión lateral para el diseño de cortes en arena, esto se ilustra en la figura 15.26a. Observe que en la figura 15.26a

$$\sigma = 0.65\gamma H K_a \tag{15.56}$$

donde

γ = peso unitario de la arena
H = altura del corte
K_a = coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2 (45 - \phi'/2)$

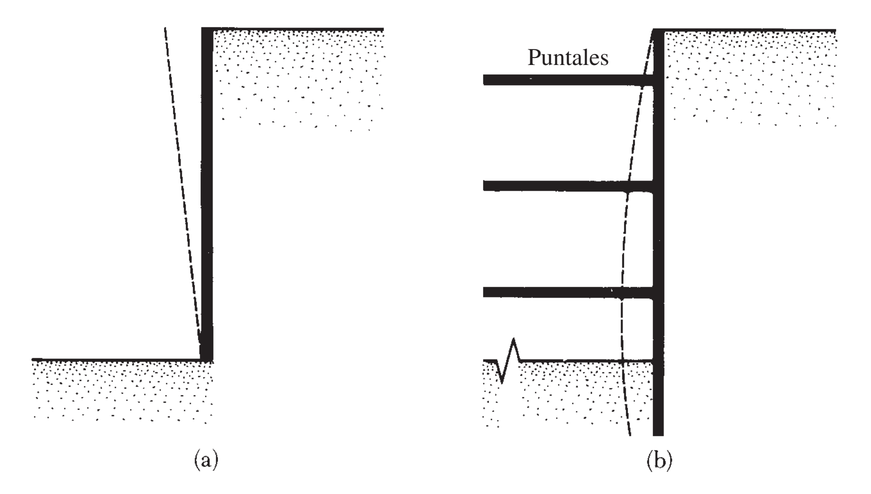


Figura 15.25 Naturaleza de la flexibilidad de las paredes: (a) muro de contención; (b) corte apuntalado

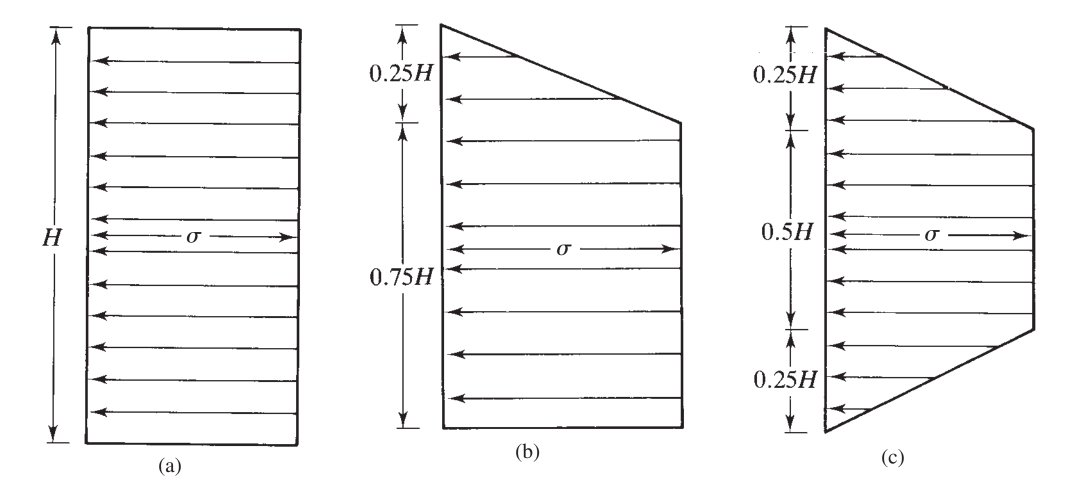


Figura 15.26 Envoltura de presión aparente de Peck (1969) para (a) cortes en arena; (b) cortes en arcilla blanda a media; (c) cortes en arcilla dura

De manera similar, Peck (1969) también proporcionó las envolturas de presión en la arcilla. La envoltura de presión para arcilla blanda a media se muestra en la figura 15.26b. Es aplicable para la condición

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

donde c = cohesión no drenada ($\phi = 0$). La presión, σ, es la mayor de

$$\sigma = \gamma H\left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H}\right)\right] \quad \text{o} \quad \sigma = 0.3\gamma H \tag{15.57}$$

donde γ = peso unitario de la arcilla. La envoltura de presión para cortes en arcilla dura se muestra en la figura 15.26c, en los que

$$\sigma = 0.2\gamma H \text{ a } 0.4\ \gamma H \qquad (\text{con promedio de } 0.3\gamma H) \tag{15.58}$$

es aplicable a la condición $\gamma H/c \leq 4$.

Limitaciones para las envolturas de presión

Al usar las envolturas de presión recién descritas, se deben tener los siguientes puntos en mente:

1. Las envolturas de presión algunas veces son referidos como *envolturas de presión aparente*. Sin embargo, la distribución de la presión real es una función de la secuencia de la construcción y la relativa flexibilidad de la pared.
2. Se aplican a las excavaciones con profundidades superiores a unos 6 m.
3. Se basan en la suposición de que el nivel freático está por debajo de la parte inferior del corte.
4. Se supone que es arena drenada con presión de poros 0.
5. Se supone arcilla sin drenar y no se considera la presión del agua intersticial.

15.16 Parámetros del suelo para cortes en suelos estratificados

En ocasiones, cuando se está construyendo un corte apuntalado se encuentran capas de arena y arcilla. En este caso, Peck (1943) propuso que un valor equivalente de la cohesión (concepto $\phi = 0$) debe ser determinado de la siguiente manera (consulte la figura 15.27a):

$$c_{\text{prom}} = \frac{1}{2H}[\gamma_s K_s H_s^2 \tan \phi'_s + (H - H_s)n' q_u] \tag{15.59}$$

donde

H = altura total del corte
γ_s = peso unitario de la arena
H_s = altura de la capa de arena
K_s = coeficiente de presión lateral de la capa de arena (≈ 1)
ϕ'_s = ángulo de fricción de la arena
q_u = resistencia a la compresión no confinada de la arcilla
n' = coeficiente de falla progresiva (oscila de 0.5 a 1.0; valor medio 0.75)

El peso unitario promedio γ_a, de las capas puede ser expresado como

$$\gamma_a = \frac{1}{H}[\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c] \tag{15.60}$$

donde γ_c = peso unitario saturado de la capa de arcilla. Una vez que se han determinado los valores de cohesión promedio y el peso unitario, pueden utilizarse las envolturas de presión en arcilla para diseñar los cortes.

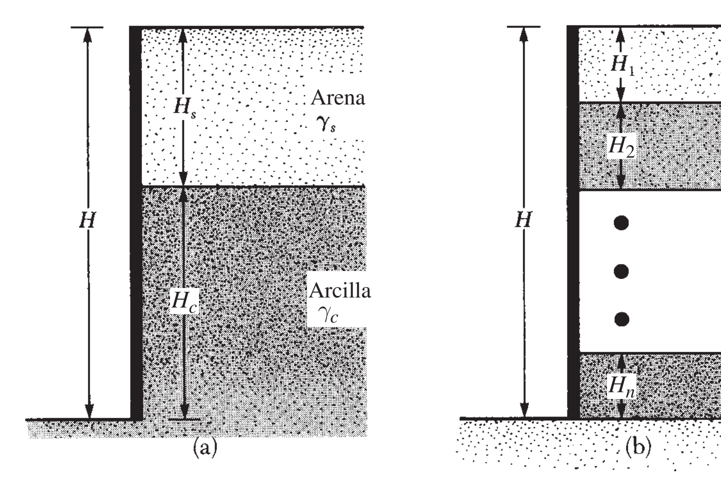


Figura 15.27 Suelos estratificados en cortes apuntalados

Del mismo modo, cuando se encuentran varias capas de arcilla en el corte (figura 15.27b), la cohesión no drenada promedio se convierte en

$$c_{\text{prom}} = \frac{1}{H}(c_1H_1 + c_2H_2 + \cdots + c_nH_n) \tag{15.61}$$

donde $c_1, c_2, ..., c_n$ = cohesión no drenada en las capas 1, 2, ..., n
$H_1, H_2, \ldots, H_n$ = espesor de las capas 1, 2, ..., n

El peso unitario promedio, γ_a, es

$$\gamma_a = \frac{1}{H}(\gamma_1H_1 + \gamma_2H_2 + \gamma_3H_3 + \cdots + \gamma_nH_n) \tag{15.62}$$

15.17 Diseño de varios componentes de un corte apuntalado

Puntales

En los trabajos de construcción los puntales deben tener una separación vertical mínima de alrededor de 3 m o más. Los puntales son en realidad las columnas horizontales sujetas a la flexión. La capacidad de carga de las columnas depende de la *relación de esbeltez*, l/r. Esta relación se puede reducir proporcionando soportes verticales y horizontales en puntos intermedios. Para cortes amplios, puede ser necesario empalmar los puntales. Para cortes apuntalados en suelos arcillosos, la profundidad del primer puntal debajo de la superficie del suelo debe ser menor que la profundidad de la grieta de tensión, z_o. De la ecuación (14.16), tenemos

$$\sigma'_a = \gamma z K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

donde K_a = coeficiente de presión activa de Rankine. Para la determinación de la profundidad de la grieta de tensión, utilizamos

$$\sigma'_a = 0 = \gamma z_o K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

o

$$z_o = \frac{2c'}{\sqrt{K_a}\gamma}$$

Con $\phi = 0$, $K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1$. Por lo tanto,

$$z_o = \frac{2c}{\gamma} \qquad (\textit{Nota: } c = c_u)$$

Para determinar las cargas de puntal se puede utilizar un procedimiento conservador simplificado. Aunque este procedimiento variará dependiendo de los ingenieros involucrados en el proyecto, el siguiente es un esquema paso a paso del procedimiento general (consulte la figura 15.28):

1. Dibujar la envolvente de presión para el corte apuntalado (véase la figura 15.26). También se deben mostrar los niveles de puntal propuestos. La figura 15.28a muestra una envolvente de presión para un suelo de arena; sin embargo, también podría ser para una arcilla. Los niveles de puntales están marcados A, B, C y D. Se supone que los pilotes (o vigas soldado) son articulados en los niveles de puntal, con excepción de los superiores e inferiores. En la figura 15.28a las bisagras están a la altura de los puntales B y C. (Muchos diseñadores también suponen que los pilotes, o vigas soldado, están articulados en todos los niveles de puntal, con excepción de la parte superior.)

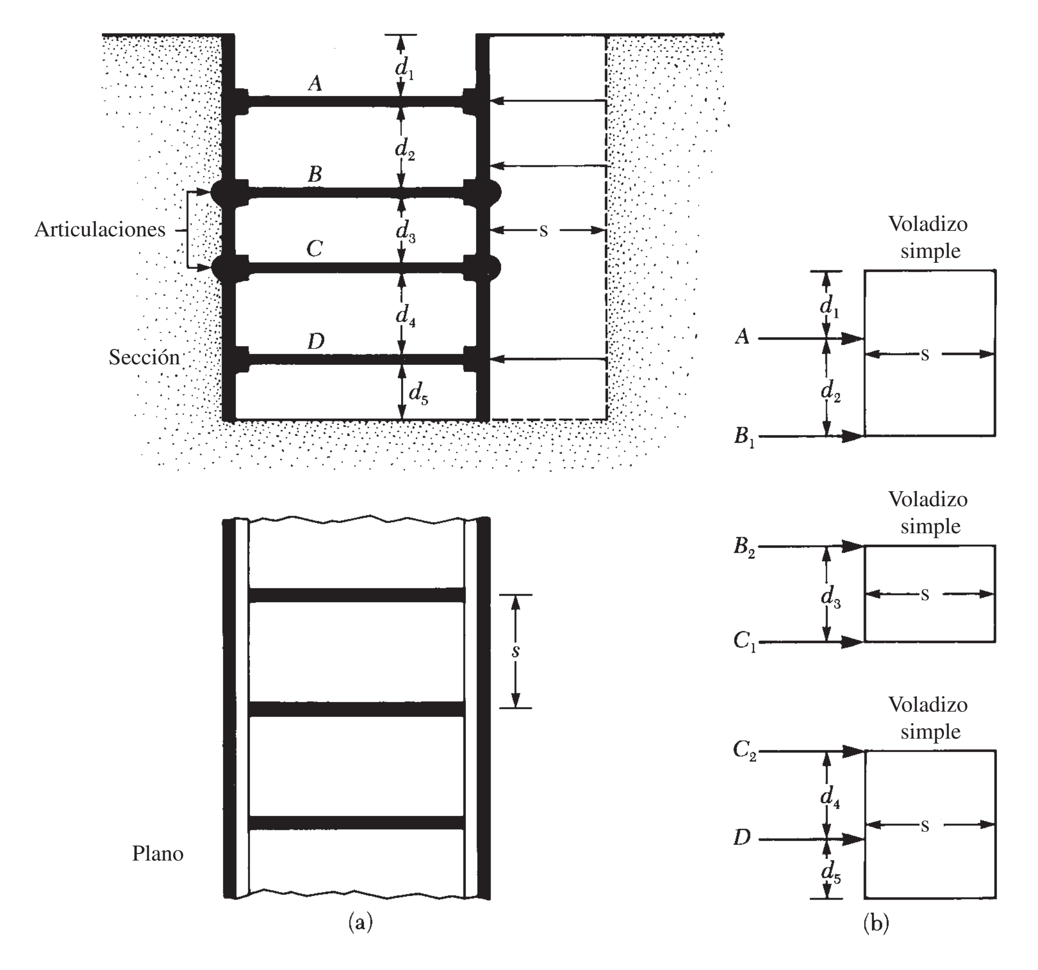


Figura 15.28 Determinación de los puntales de carga: (a) sección y plano del corte; (b) método para determinar los puntales de carga

2. Determinar las reacciones de las dos vigas en voladizo simple (superior e inferior) y entre todas las vigas simples. En la figura 15.28b estas reacciones son A, B_1, B_2, C_1, C_2 y D.
3. Calcular los puntales de carga en la figura 15.28 de la siguiente manera:

$$P_A = (A)(s)$$
$$P_B = (B_1 + B_2)(s)$$
$$P_C = (C_2 + C_1)(s)$$
$$P_D = (D)(s) \tag{15.63}$$

donde

P_A, P_B, P_C, P_D = cargas que deben tomar los puntales individuales en los niveles A, B, C y D, respectivamente

$A, B_1, B_2, C_1, C_2, D =$ reacciones calculadas en el paso 2 (note unidad: la fuerza/unidad longitud del corte apuntalado)

$s =$ distancia horizontal entre los puntales (ver plano en la figura 15.28a).

4. Conocer los puntales de carga en cada nivel y las condiciones de apuntalamiento intermedio que permitan la selección de las secciones apropiadas del manual de acero de construcción.

Pilotes

Los siguientes pasos son tomados en el diseño de las tablestacas:

1. Para cada una de las secciones mostradas en la figura 15.28b, determinar el momento de flexión máximo.
2. Determinar el valor máximo de los momentos de flexión máxima ($M_{máx}$) obtenido en el paso 1. Considerar que la unidad de este momento será, por ejemplo, kN-m/m de longitud de la pared.
3. Obtener el módulo de sección de los pilotes requeridos:

$$S = \frac{M_{máx}}{\sigma_{per}} \tag{15.64}$$

donde $\sigma_{per} =$ esfuerzo de flexión permisible del material del pilote.

4. Elegir un pilote que tenga un módulo de sección mayor que o igual al módulo de sección requerido de una tabla, como en la tabla 15.2.

Encofrados

Los encofrados se pueden tratar como elementos horizontales continuos si son empalmados correctamente. Siendo conservadores, también pueden ser tratados como si estuvieran puestos en los puntales. Para la sección mostrada en la figura 15.28a, los momentos máximos de los encofrados (suponiendo que se fijan a los puntales) son

$$\text{En el nivel } A, \quad M_{máx} = \frac{(A)(s^2)}{8}$$

$$\text{En el nivel } B, \quad M_{máx} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8}$$

$$\text{En el nivel } C, \quad M_{máx} = \frac{(C_1 + C_2)s^2}{8}$$

$$\text{En el nivel } D, \quad M_{máx} = \frac{(D)(s^2)}{8}$$

donde A, B_1, B_2, C_1, C_2 y D son las reacciones bajo los puntales por unidad de longitud de la pared (paso 2 del diseño del puntal).

Se puede determinar el módulo de sección de los encofrados con

$$S = \frac{M_{máx}}{\sigma_{per}}$$

En ocasiones los encofrados se sujetan a los pilotes en los puntos que satisfacen las necesidades de apoyo lateral.

Ejemplo 15.7

Consulte el corte apuntalado que se muestra en la figura 15.29. Dados $\gamma = 17.6$ kN/m^3, $\phi' = 32°$ y $c' = 0$. Los puntales se encuentran en el plano a 4 m de centro a centro. Dibuje la envoltura de presión de tierra y determine los puntales de carga en los niveles *A*, *B* y *C*.

Solución

Para este caso se aplicará la envoltura de presión de tierra mostrada en la figura 15.26a.

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.307$$

De la ecuación (15.56)

$$\sigma = 0.65\gamma H K_a = (0.65)(17.6)(9)(0.307) = 31.6 \text{ kN/m}^2$$

La figura 15.30a muestra la envoltura de presión. Ahora, con referencia a la figura 15.30b,

$$\sum M_{B_1} = 0$$

$$A = \frac{(31.6)(5)\left(\frac{5}{2}\right)}{3} = 131.67 \text{ kN/m}$$

$$B_1 = (31.6)(5) - 131.67 = 26.33 \text{ kN/m}$$

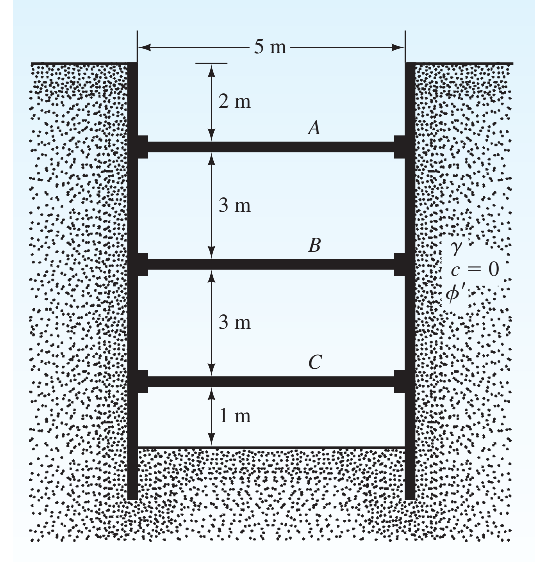


Figura 15.29

Otra vez, tomando como referencia la figura 15.30c,

$$\sum M_{B_2} = 0$$

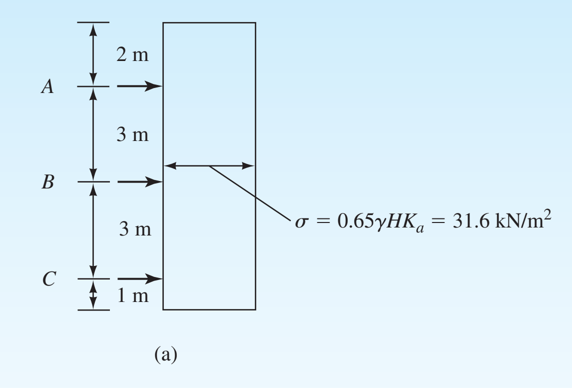
$$C = \frac{(31.6)(4)\left(\frac{4}{2}\right)}{3} = 84.27 \text{ kN/m}$$

$$B_2 = (31.6)(4) - 84.27 = 42.13 \text{ kN/m}$$

Puntal de carga en $A = (131.67)(\text{espaciado}) = (131.67)(4)$
$= \mathbf{526.68\ kN}$

Puntal de carga en $B = (B_1 + B_2)(\text{espaciado}) = (26.33 + 42.13)(4)$
$= \mathbf{273.84\ kN}$

Puntal de carga en $C = (84.27)(s) = (84.27)(4)$
$= \mathbf{337.08\ kN}$



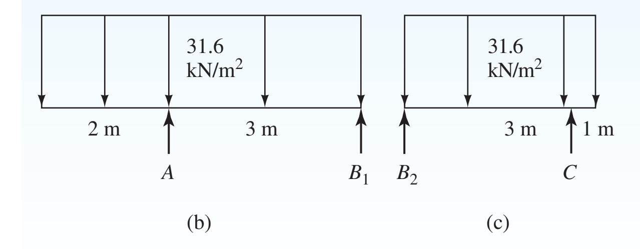


Figura 15.30

Ejemplo 15.8

Para el corte apuntalado descrito en el ejemplo 15.7, determine lo siguiente:

a. El módulo de sección del pilote. Utilice $\sigma_{per} = 170 \times 10^3$ kN/m^2.
b. El módulo de sección requerido de los encofrados en el nivel A. Suponga que $\sigma_{per} = 173 \times 10^3$ kN/m^2.

Solución

Inciso a

Consulte los diagramas de carga mostrados en las figuras 15.30b y 15.30c. Con base en los diagramas de carga, los diagramas de fuerza de corte se muestran en la figura 15.31.

$$x_1 = \frac{68.47}{31.6} = 2.17 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{52.67}{31.6} = 1.67 \text{ m}$$

$$\text{Momento en } A = \frac{1}{2}(63.2)(2) = 63.2 \text{ kN-m/m}$$

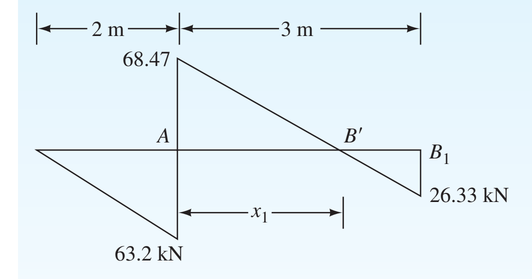
$$\text{Momento en } C = \frac{1}{2}(31.6)(1) = 15.8 \text{ kN-m/m}$$

$$\text{Momento en } B' = \frac{1}{2}(26.33)(0.83) = 10.93 \text{ kN-m/m}$$

$$\text{Momento en } B'' = \frac{1}{2}(42.13)(1.33) = 28.02 \text{ kN-m/m}$$

M_A es máximo.

$$S_x = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{per}}} = \frac{63.2 \text{ kN-m/m}}{170 \times 10^3 \text{ kN/m}^2} = \mathbf{37.2 \times 10^{-5} \ m^3/m}$$



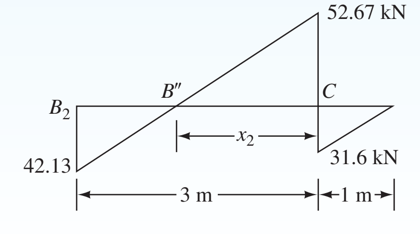


Figura 15.31

Inciso b

Para el encofrado en el nivel A,

$$M_{\text{máx}} = \frac{A(s^2)}{8}$$

$A = 131.67$ kN/m (del ejemplo 15.7). Por lo tanto,

$$M_{\text{máx}} = \frac{(131.67)(4^2)}{8} = 263.34 \text{ kN-m}$$

$$S_x = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{per}}} = \frac{263.34}{173 \times 10^3} = \mathbf{1.522 \times 10^{-3}\ m^3/m}$$

15.18 Levantamiento del fondo de un corte en arcilla

Los cortes apuntalados en arcilla pueden llegar a ser inestables, como resultado del levantamiento del fondo de la excavación. Terzaghi (1943) analiza el factor de seguridad de las grandes excavaciones apuntaladas contra la agitación del fondo. La superficie de falla para un caso de este tipo se muestra en la figura 15.32. La carga vertical por unidad de longitud del corte en el fondo del mismo a lo largo de la línea *bd* y *af* es

$$Q = \gamma H B_1 - cH \tag{15.65}$$

donde

$B_1 = 0.7B$
c = cohesión (concepto $\phi = 0$)

Esta carga Q puede ser tratada como una carga por unidad de longitud sobre una base continua a nivel de *bd* (y *af*) y que tiene una anchura de $B_1 = 0.7B$. Con base en la teoría de la capacidad de carga de Terzaghi, la capacidad neta máxima de transporte de carga por unidad de longitud de esta cimentación (capítulo 16) es

$$Q_u = cN_cB_1 = 5.7cB_1$$

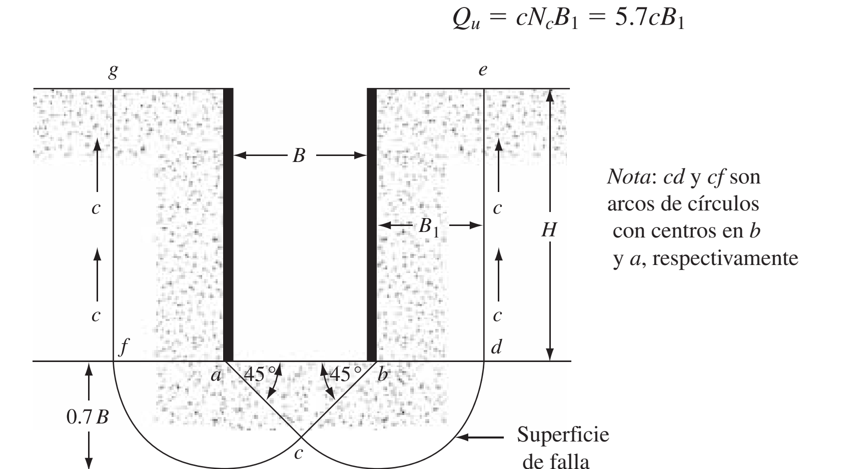


Figura 15.32 Factor de seguridad contra el levantamiento del fondo

Por lo tanto, de la ecuación (15.65), el factor de seguridad contra el levantamiento del fondo es

$$FS = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7cB_1}{\gamma HB_1 - cH} = \frac{1}{H}\left(\frac{5.7c}{\gamma - \dfrac{c}{0.7B}}\right) \tag{15.66}$$

Este factor de seguridad se basa en la suposición de que la capa de arcilla es homogénea, por lo menos hasta una profundidad de $0.7B$ por debajo de la parte inferior del corte. Sin embargo, una *capa dura de roca o material pétreo a una profundidad* de $D < 0.7B$ va a modificar la superficie de falla en cierta medida. En tal caso, el factor de seguridad se convierte en

$$FS = \frac{1}{H}\left(\frac{5.7c}{\gamma - c/D}\right) \tag{15.67}$$

Bjerrum y Eide (1956) también estudiaron el problema del levantamiento del fondo para cortes apuntalados en arcilla. Para el factor de seguridad, propusieron:

$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H} \tag{15.68}$$

El factor de capacidad de carga, N_c, varía con las relaciones H/B y L/B (donde L = longitud del corte). Para cortes infinitamente largos ($B/L = 0$), $N_c = 5.14$ en $H/B = 0$ y aumenta a $N_c = 7.6$ en $H/B = 4$. Más allá de eso, es decir, para $H/B > 4$, el valor de N_c se mantiene constante. Para cortes cuadrados en el plano ($B/L = 1$), $N_c = 6.3$ en $H/B = 0$, y $N_c = 9$ para $H/B \geq 4$. En general, para cualquier H/B,

$$N_{c(\text{rectángulo})} = N_{c\,(\text{cuadrado})}\left(0.84 + 0.16\,\frac{B}{L}\right) \tag{15.69}$$

La figura 15.33 muestra la variación del valor de N_c para $L/B = 1, 2, 3$, e ∞.

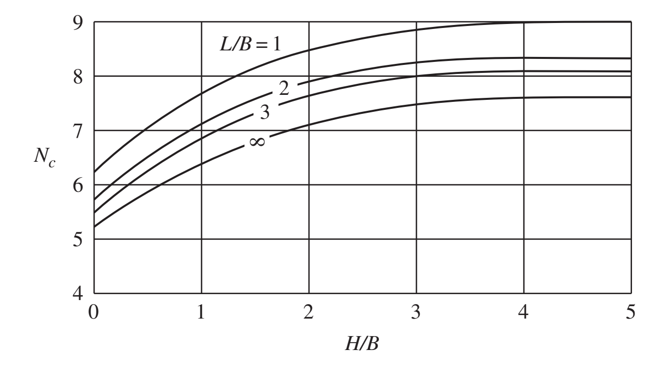


Figura 15.33 Variación de N_c con L/B y H/B [Basado en la ecuación de Bjerrum y Eide, ec. (15.69)]

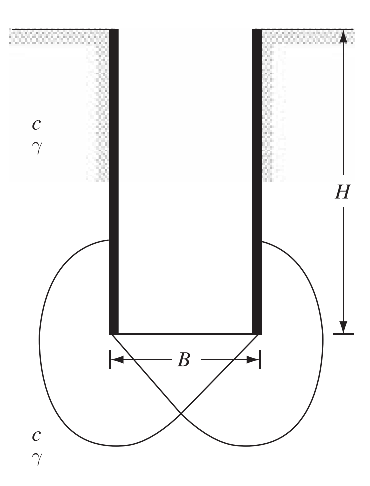


Figura 15.34 Deducción de la ecuación (15.70)

Cuando se combinan las ecuaciones (15.69) y (15.70), el factor de seguridad contra el levantamiento se vuelve

$$FS = \frac{cN_{c\,(\text{cuadrado})}\left(0.84 + 0.16\,\dfrac{B}{L}\right)}{\gamma H} \qquad (15.70)$$

La ecuación (15.70) y la variación del factor de capacidad de carga, N_c, como se muestra en la figura 15.33, se basan en los supuestos de que la capa de arcilla por debajo del fondo del corte es homogénea y que la magnitud de la cohesión no drenada en el suelo que contiene la superficie de falla es igual a c (figura 15.34).

15.19 Flexibilidad lateral de los pilotes y asentamiento del terreno

En cortes apuntalados puede esperarse algún movimiento lateral de los muros de pilotes (figura 15.35). La cantidad de flexibilidad lateral depende de varios factores, de los cuales el más importante es el tiempo transcurrido entre la excavación y la colocación del encofrado y los puntales. Como se mencionó anteriormente, en varios casos los pilotes (o las vigas soldado, como puede ser el caso) son clavados a cierta profundidad por debajo del fondo de la excavación. La razón es reducir la flexibilidad lateral de las paredes durante las últimas etapas de la excavación. La flexibilidad lateral de las paredes hará que la superficie del terreno que rodea al corte se asiente (figura 15.35). Sin embargo, el grado de flexibilidad lateral depende en gran medida del tipo de suelo por debajo del fondo del corte. Si la arcilla debajo del corte se extiende a una gran profundidad y $\gamma H/c$ es aproximadamente menor que 6, la extensión de los pilotes o vigas soldado por debajo del fondo del corte ayudará considerablemente en la reducción de la flexibilidad lateral de las paredes.

Sin embargo, en circunstancias similares, si $\gamma H/c$ es aproximadamente 8, la extensión de los pilotes en la arcilla debajo del corte no ayuda mucho. En tal caso, podemos esperar un alto grado de flexibilidad de pared que puede resultar en el colapso total de los sistemas de apunta-

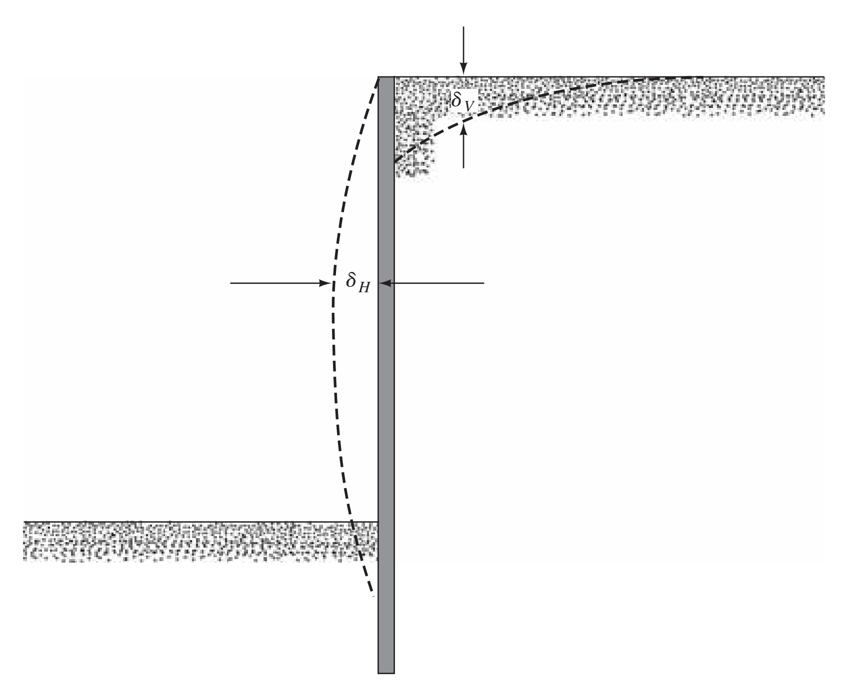


Figura 15.35 Flexibilidad lateral y asentamiento de suelo

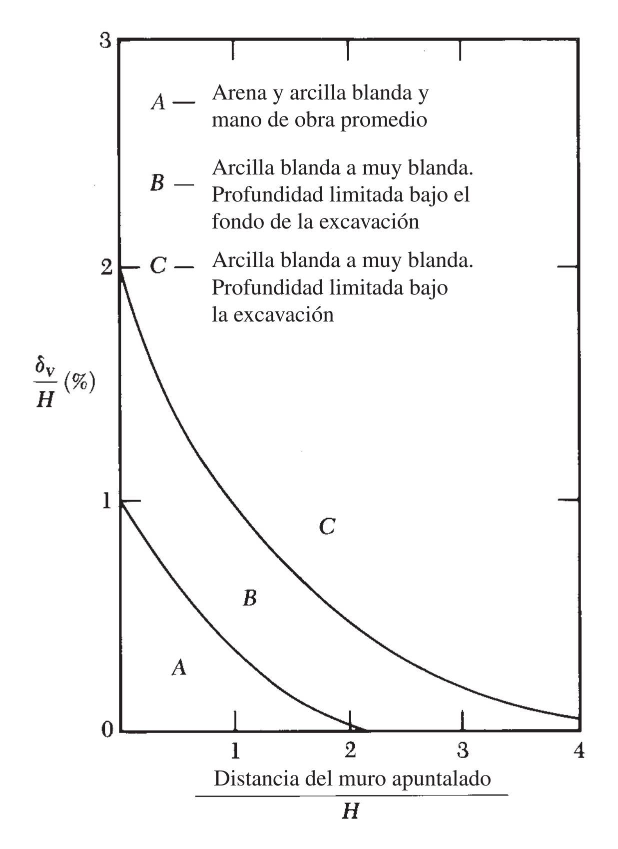


Figura 15.36 Observaciones de Peck (1969) para la variación del asentamiento del suelo con la distancia

lamiento. Si una capa de suelo duro está por debajo de una capa de arcilla en la parte inferior del corte, los pilotes deben ser incorporados en la capa más rígida. Esta acción reducirá en gran medida la flexibilidad lateral.

Por lo general, la flexibilidad lateral de las paredes induce el asentamiento del terreno, δ_V, alrededor de un corte apuntalado, lo que se conoce generalmente como *pérdida de suelo*. Sobre la base de varias observaciones de campo, Peck (1969) proporcionó curvas de predicción de asentamiento del terreno en varios tipos de suelo (véase la figura 15.36). La magnitud de la pérdida de suelo varía ampliamente; sin embargo, se puede utilizar la figura 15.36 como guía general.

15.20 Resumen

En este capítulo se ha cubierto el análisis de los muros de contención y cortes apuntalados. A continuación se presentan los aspectos más destacados de los temas tratados.

1. Los muros de contención convencionales pueden clasificarse en cuatro grupos. Éstos son: muros de gravedad, de semigravedad, reforzados y con contrafuerte.
2. Para la estabilidad de los muros de contención deben hacerse verificaciones contra el vuelco (sección 15.5), contra el deslizamiento a lo largo de la base (sección 15.6) y en contra de fallas en la capacidad de carga (sección 15.7).
3. Los muros de contención de tierra mecánicamente estabilizada (MSE) pueden construirse con tiras metálicas galvanizadas, geotextiles y geomalla como materiales de refuerzo en suelo granular utilizado para relleno.
4. Para muros MSE las verificaciones implican la comprobación de la estabilidad interna y de la estabilidad externa.
5. Los cortes apuntalados se construyen mediante el uso de vigas soldado y revestimiento, y también de pilotes.
6. El diseño de cortes apuntalados hace uso de envolturas de presión aparente (sección 15.15).
7. Para la determinación de los puntales de carga en cortes apuntalados, se supone que los pilotes (o vigas soldado) son clavados a nivel de la calle, a excepción de los superiores e inferiores.
8. Los cortes apuntalados pueden llegar a ser inestables debido al levantamiento del fondo de la excavación. El factor de seguridad contra el levantamiento del fondo se puede estimar mediante el uso de las ecuaciones (15.66), (15.67) y (15.68).

Problemas

Para los problemas 15.1-15.5 utilice el peso unitario del concreto, $\gamma_c = 23.58$ kN/m^3. Suponga también $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$ en la ecuación (15.13).

15.1 Para el muro reforzado que se muestra en la figura 15.37, las dimensiones de la pared son $H = 8$ m, $x_1 = 0.4$ m, $x_2 = 0.6$ m, $x_3 = 1.5$ m, $x_4 = 3.5$ m, $x_5 = 0.96$ m, $D = 1.75$ m y $\alpha = 10°$, y las propiedades del suelo son $\gamma_1 = 16.8$ kN/m^3, $\phi'_1 = 32°$, $\gamma_2 = 17.6$ kN/m^3, $\phi'_2 = 28°$ y $c'_2 = 30$ kN/m^2. Calcule los factores de seguridad en relación con vuelco, deslizamiento y capacidad de carga.

15.2 Repita el problema 15.1 para las dimensiones de la pared $H = 6$ m, $x_1 = 0.3$ m, $x_2 = 0.7$ m, $x_3 = 1.4$ m, $x_4 = 2.3$ m, $x_5 = 0.85$ m, $D = 1.25$ m y $\alpha = 5°$, y las propiedades del suelo son $\gamma_1 = 18.4$ kN/m^3, $\phi'_1 = 34°$, $\gamma_2 = 16.8$ kN/m^3, $\phi'_2 = 18°$ y $c'_2 = 50$ kN/m^2.

15.3 Repita el problema 15.1 con dimensiones de la pared de $H = 5.49$ m, $x_1 = 0.46$ m, $x_2 = 0.58$ m, $x_3 = 0.92$ m, $x_4 = 1.55$ m, $x_5 = 0.61$ m, $D = 1.22$ m y $\alpha = 0°$, y las propiedades del suelo de $\gamma_1 = 18.08$ kN/m^3, $\phi'_1 = 36°$, $\gamma_2 = 19.65$ kN/m^3, $\phi'_2 = 15°$ y $c'_2 = 44$ kN/m^2.

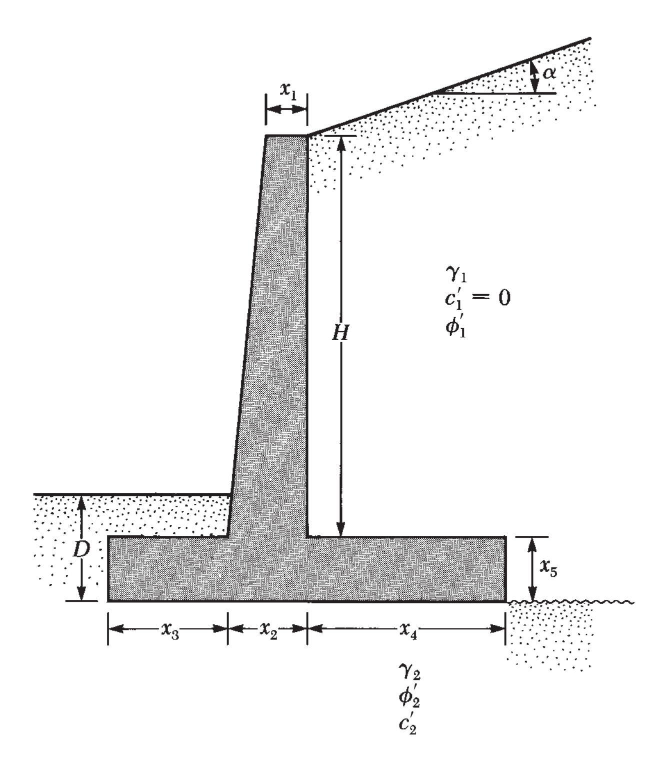


Figura 15.37

15.4 En la figura 15.38 se muestra un muro de gravedad. Calcule los factores de seguridad con respecto al vuelco y el deslizamiento. Se tienen dimensiones de la pared $H = 6$ m, $x_1 = 0.6$ m, $x_2 = 0.2$ m, $x_3 = 2$ m, $x_4 = 0.5$ m, $x_5 = 0.75$ m, $x_6 = 0.8$ m y $D = 1.5$ m, y propiedades del suelo $\gamma_1 = 16.5$ kN/m^3, $\phi'_1 = 32°$, $\gamma_2 = 18$ kN/m^3, $\phi'_2 = 22°$ y $c'_2 =$ 40 kN/m^2. Use una presión activa de Rankine para el cálculo.

15.5 Repita el problema 15.4 usando la presión activa de Coulomb para el cálculo y $\delta' = \frac{2}{3}\phi'_1$.

15.6 Un muro de contención de tierra (figura 15.11) debe ser de 10 m de altura. Aquí,

Relleno:	unidad de peso, $\gamma_1 = 18.7$ kN/m^3 y ángulo de fricción del suelo, $\phi'_1 = 34°$
Refuerzo:	espacio vertical, $S_V = 1$ m; espaciado horizontal, $S_H = 1.3$ m; ancho de refuerzo = 120 mm, $f_y = 262$ MN/m^2, $\phi_\mu = 25°$, factor de seguridad contra retiro del tirante = 3 y factor de seguridad contra la ruptura del tirante = 3

Determine:

a. El espesor requerido de los tirantes
b. La longitud máxima necesaria de los tirantes

15.7 En el problema 15.6 suponga que los tirantes en todas las profundidades tienen la longitud determinada en el inciso b. Para el suelo *in situ*, $\phi'_2 = 25°$, $\gamma_2 = 18.2$ kN/m^3, $c'_2 = 31$ kN/m^2. Calcule el factor de seguridad contra (a) el vuelco, (b) el deslizamiento y (c) la falla de la capacidad de soporte.

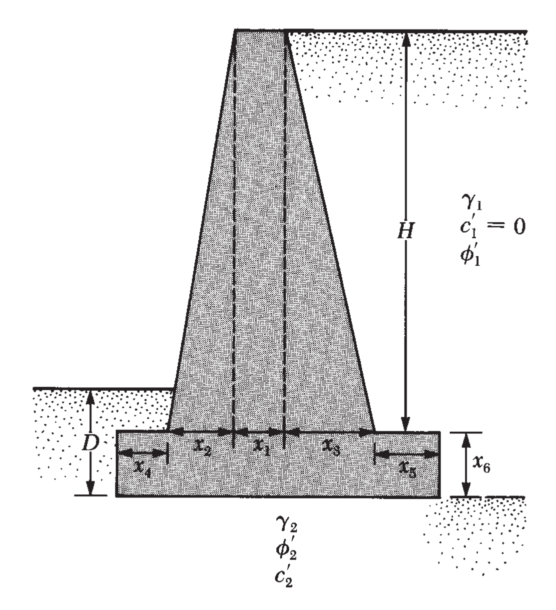


Figura 15.38

15.8 Un muro de contención con refuerzo de geotextil tiene 6 m de altura. Para el relleno granular, $\gamma_1 = 15.9$ kN/m^3 y $\phi'_1 = 30°$. Para el geotextil, $T_{per} = 16$ kN/m. Para el diseño de la pared, determine S_V, L y l_l. Utilice $FS_{(B)} = FS_{(P)} = 1.5$.

15.9 Use la S_V, L y l_l determinadas en el problema 15.8 para comprobar la estabilidad global (es decir, el factor de seguridad de vuelco, deslizamiento y la falla de la capacidad de carga) de la pared. Para el suelo *in situ*, $\gamma_2 = 16.8$ kN/m^3, $\phi'_2 = 20°$ y $c'_2 = 55$ kN/m^2.

15.10 Consulte el corte apuntalado en la figura 15.39, para el que $\gamma = 17$ kN/m^3, $\phi' = 30°$ y $c' = 0$. Los puntales se encuentran a 3 m sobre el centro del plano. Dibuje la envoltura de presión de tierra y determine los puntales de carga en los niveles *A*, *B* y *C*.

15.11 Para el corte apuntalado descrito en el problema 15.10, asuma que $\sigma_{per} = 170$ MN/m^2.

a. Determine la sección del pilote (módulo de sección)
b. ¿Cuál es el módulo de sección del encofrado en el nivel *A*?

15.12 Consulte la figura 15.40, en la cual $\gamma = 17.5$ kN/m^3, $c = 60$ kN/m^2 y el espaciamiento de centro a centro de los puntales es de 5 m. Dibuje la envoltura de presión de tierra y determine los puntales de carga en los niveles *A*, *B* y *C*.

15.13 Consulte la figura 15.27a. Para el corte apuntalado, $H = 6$ m, $H_s = 2$ m, $\gamma_s = 16.2$ kN/m^3, ángulo de fricción de la arena, $\phi'_s = 34°$, $H_c = 4$ m, $\gamma_c = 17.5$ kN/m^3 y la resistencia a la compresión no confinada de la capa de arcilla, $q_u = 68$ kN/m^2.

a. Estime la cohesión promedio, c_{prom}, y el peso unitario medio, γ_{prom}, para el desarrollo de la envoltura de presión de tierra.
b. Trace la envoltura de presión de tierra.

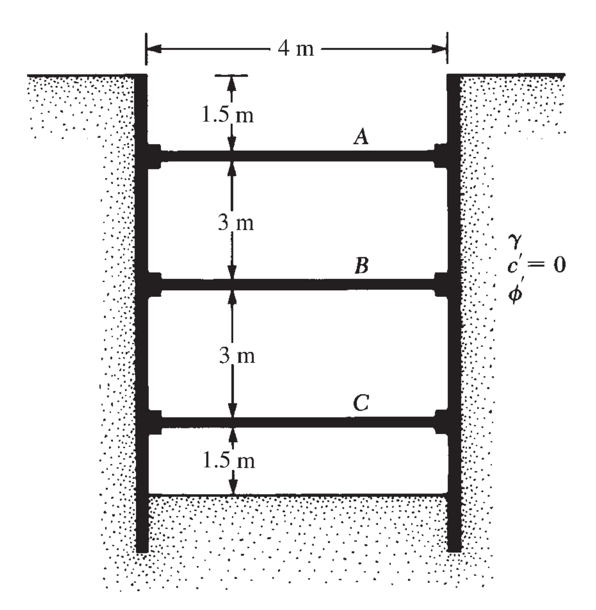


Figura 15.39

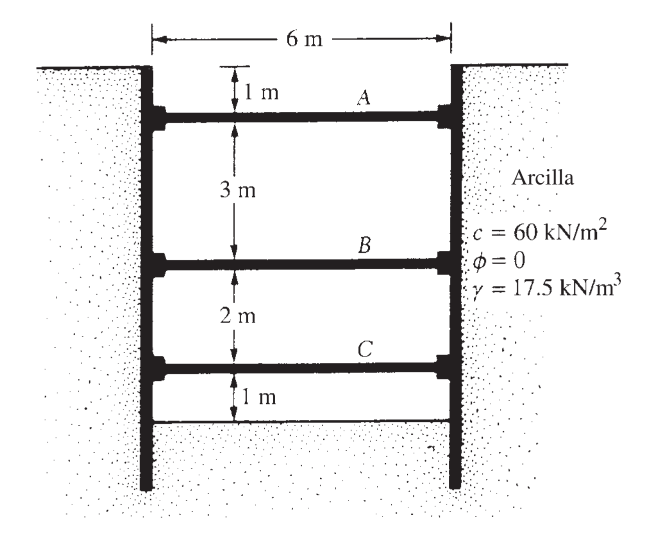


Figura 15.40

15.14 Consulte la figura 15.27b, que muestra un corte apuntalado en arcilla. Aquí, $H = 7$ m, $H_1 = 2$ m, $c_1 = 102$ kN/m^2, $\gamma_1 = 17.5$ kN/m^3, $H_2 = 2.5$ m, $c_2 = 75$ kN/m^2, $\gamma_2 = 16.8$ kN/m^3, $H_3 = 2.5$ m, $c_3 = 80$ kN/m^2 y $\gamma_3 = 17$ kN/m^3.

a. Determine la cohesión promedio, c_{prom}, y el peso unitario promedio, γ_{prom}, para el desarrollo de la envoltura de presión de tierras.

b. Trace la envoltura de presión de tierras.

15.15 Determine el factor de seguridad contra el levantamiento del fondo para el corte apuntalado descrito en el problema 15.12. Utilice las ecuaciones (15.66) y (15.70). Para la ecuación (15.70), suponga la longitud del corte, $L = 18$ m.

Referencias

Bell, J. R., Stilley, A. N., and Vandre, B. (1975). "Fabric Retaining Earth Walls," *Proceedings, Thirteenth Engineering Geology and Soils Engineering Symposium*, Moscow, ID.

Binquet, J., and Lee, K. L. (1975). "Bearing Capacity Analysis of Reinforced Earth Slabs," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers,Vol. 101, No. GT12, 1257–1276.

Bjerrum, L, and Eide, O. (1956). "Stability of Strutted Excavation in Clay," *Geotechnique*, Vol. 6 No. 1, 32–47.

Darbin, M. (1970). "Reinforced Earth for Construction of Freeways" (in French), *Revue Générale des Routes et Aerodromes*, No. 457, Sept.

Koerner, R. B. (2005). *Design with Geosynthetics*, 5th ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Lee, K. L.,Adams, B. D., and Vagneron, J. J. (1973). "Reinforced Earth Retaining Walls," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM10, 745–763.

Peck, R. B. (1943). "Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago (Ill.) Subway," *Transactions*, American Society of Civil Engineers, Vol. 108, 1008–1058.

Peck, R. B. (1969). "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground," *Proceedings*, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of-the-Art Volume, 225–290.

Schlosser, F., and Long, N. (1974). "Recent Results in French Research on Reinforced Earth," *Journal of the Construction Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. CO3, 113–237.

Schlosser, F., and Vidal, H. (1969). "Reinforced Earth" (in French), *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routier*, Ponts et Chaussées, Paris, France, Nov., 101–144.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.

Vidal, H. (1966). "La terre Armee," *Anales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publiques, France*, July–August, 888–938.

CAPÍTULO 16

Cimentaciones poco profundas: capacidad de carga

16.1 Introducción

Generalmente se denomina *cimentación* a la parte más baja de una estructura. Su función es transferir la carga de la estructura al suelo sobre el que está descansando. Una cimentación diseñada adecuadamente es una que transfiere la carga a lo largo del suelo sin sobrecargarlo. Sobreesforzar el suelo puede resultar en asentamiento excesivo o falla de corte del mismo, ambos causando daño a la estructura. Por lo tanto, los ingenieros geotécnicos y estructurales que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga o portante de los suelos.

Dependiendo de la estructura y el suelo encontrado, se utilizan varios tipos de cimentaciones. Una *zapata corrida* es simplemente la ampliación de una pared de soporte de carga o de la columna que hace posible la transmisión de la carga de la estructura sobre un área mayor del suelo. En suelos con baja capacidad de carga, el tamaño de las zapatas corridas requeridas es muy grande y poco práctico. En ese caso, es más económico construir toda la estructura sobre una plataforma de concreto. Esto se llama *losa de cimentación*.

Las *cimentaciones con pilotes y de eje perforado* se utilizan para las estructuras más pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar la carga. Los pilotes son miembros estructurales hechos de madera, concreto o acero que transmiten la carga de la superestructura a las capas inferiores del suelo. De acuerdo con la forma en que transmiten su carga en el subsuelo, los pilotes se pueden dividir en dos categorías: pilotes de fricción y pilotes de carga. En el caso de los primeros, la carga de la superestructura es resistida por los esfuerzos cortantes generados a lo largo de la superficie del pilote. En los segundos, la carga transportada por el pilote se transmite de su punta a un estrato firme.

En el caso de ejes perforados, se perfora un eje en el subsuelo y después se llena con concreto. Puede utilizarse una carcasa de metal mientras se perfora el eje. La carcasa puede dejarse en su lugar o ser retirada durante la colocación del concreto. Generalmente, el diámetro de un eje de perforación es mucho más grande que el de un pilote. La distinción entre los pilotes y los ejes perforados se vuelve poco clara en un diámetro aproximado de 1 m y, entonces, las definiciones y la nomenclatura son inexactas.

Las zapatas y las losas de cimentación se conocen en general como cimentaciones poco profundas, y los pilotes y ejes perforados se clasifican como cimentaciones profundas. En un sentido más general, las cimentaciones poco profundas son aquellas que tienen una razón de

la profundidad de empotramiento con el ancho aproximadamente menor a cuatro. Cuando esta razón es mayor a cuatro, la cimentación se clasifica como profunda.

En este capítulo se discute la capacidad de soporte del suelo para cimentaciones poco profundas. Se analizará la carga máxima por unidad de superficie de una cimentación poco profunda que hará que el suelo que soporta la cimentación tenga una falla por corte. Esto se conoce como capacidad última de carga. Sobre la base de la capacidad última de carga estimada, se aplica un factor de seguridad para obtener la capacidad de carga admisible.

La capacidad de carga admisible basada en criterios de asentamiento se discute en el capítulo 17.

16.2 Capacidad última de carga de cimentaciones poco profundas: conceptos generales

Considere una cimentación continua (es decir, la longitud es teóricamente infinita) que descansa sobre la superficie de una arena densa o suelo cohesivo rígido, como se muestra en la figura 16.1a, con una anchura B. Ahora, si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento aumentará. En la figura 16.1a también se muestra la variación de la carga por unidad de área sobre la cimentación, q, con el asentamiento de ésta. En un momento determinado, cuando la carga por unidad de área es igual a q_u, puede ocurrir un falla repentina del suelo que soporta la cimentación y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por unidad de superficie, q_u, se conoce generalmente como *capacidad última de carga de la cimentación*. Cuando ocurre una falla repentina en este tipo de suelo, se denomina *falla general de corte*.

Si la cimentación en cuestión se basa sobre arena o tierra arcillosa de compactación media (figura 16.1b), un aumento de la carga sobre la cimentación también estará acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá poco a poco hacia el exterior desde la cimentación, como se muestra con las líneas continuas en la figura 16.1b. Cuando la carga por unidad de área sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento de las cimentaciones estará acompañado por sacudidas bruscas. Entonces se requiere un movimiento considerable de las cimentaciones para que la superficie de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como se muestra con las líneas discontinuas en la figura 16.1b). La carga por unidad de área a la que esto ocurre es la *capacidad última de carga*, q_u. Más allá de este punto, un aumento de la carga estará acompañado por un gran aumento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área de la base, $q_{u(1)}$, se conoce como *capacidad última de carga* (Vesic, 1963). Note que un valor pico de q no ocurre en este tipo de falla, que se llama *falla de corte local* en el suelo.

Si la cimentación se apoya en un suelo bastante suelto, la gráfica de carga-asentamiento será como la de la figura 16.1c. En este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga máxima de falla, q_u, la gráfica de carga-asentamiento será muy pronunciada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se llama *falla por punzonamiento*.

Con base en los resultados experimentales, Vesic (1963) propuso una relación para el modo de falla de la capacidad de carga de las cimentaciones que descansan sobre arenas. La figura 16.2 muestra esta relación, que implica la siguiente notación:

D_r = densidad relativa de arena
D_f = profundidad de cimentación medida desde la superficie del suelo
B = ancho de cimentación
L = duración de la cimentación. (*Nota*: $L \leq B$)

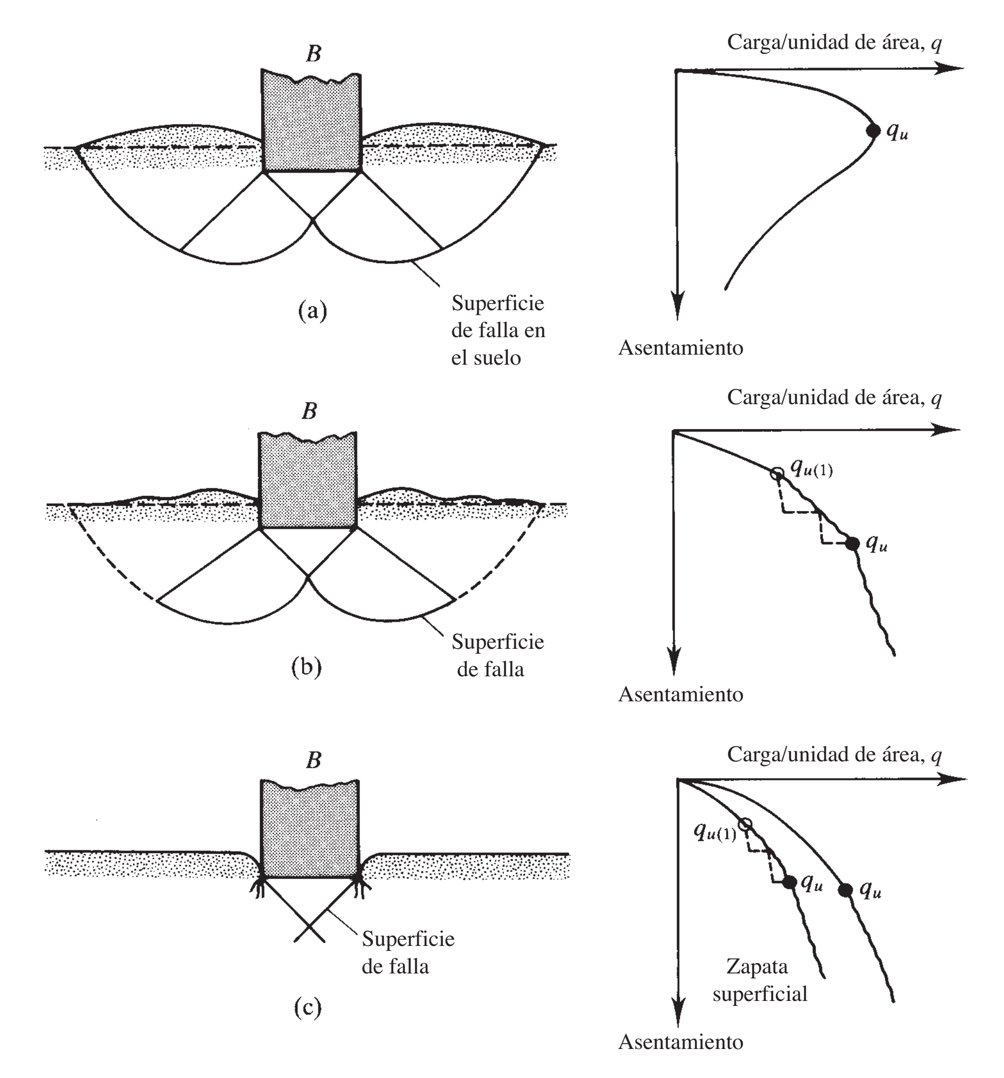


Figura 16.1 Naturaleza de la falla de la capacidad de carga en un suelo: (a) falla de corte general; (b) falla local; (c) falla por punzonamiento

De la figura 16.2, se puede ver que

$$\text{Naturaleza de la falla en el suelo} = f\left(D_r, \frac{D_f}{B}, \frac{B}{L}\right) \tag{16.1}$$

Para cimentaciones a poca profundidad (es decir, D_f/B^* pequeña), la carga máxima puede ocurrir con un asentamiento de la cimentación de 4% a 10% de B. Esta condición se produce con una falla de corte general en el suelo; sin embargo, con una falla local o por punzonamiento, la carga máxima puede ocurrir en asentamientos de 15% a 25% del ancho de la cimentación (B). Note que

$$B^* = \frac{2BL}{B + L} \tag{16.2}$$

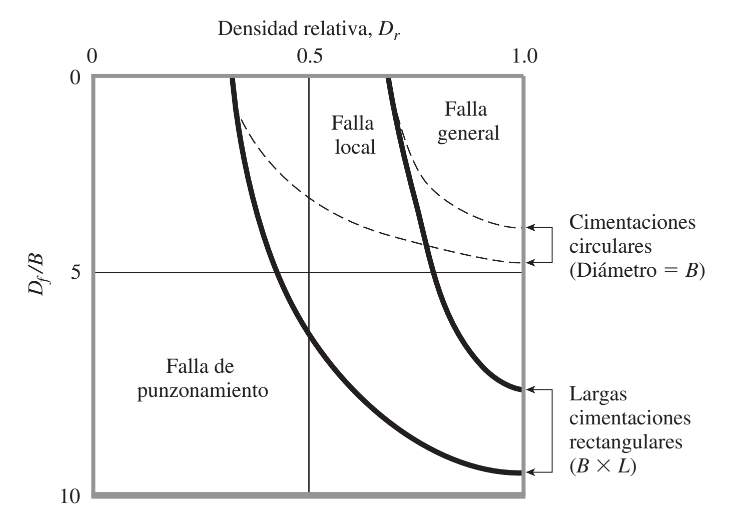


Figura 16.2 Resultados de la prueba de Vesic (1963) para las modalidades de falla de la cimentación en arena (Vesic, 1963)

16.3 Teoría de Terzaghi de la capacidad última de carga

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría global para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones poco profundas. De acuerdo con esta teoría, una cimentación es *poco profunda* si la profundidad, D_f (figura 16.3), es menor o igual que el ancho de la cimentación. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que las cimentaciones con D_f igual a 3 a 4 veces el ancho de la cimentación se pueden definir como *cimentaciones poco profundas*.

Terzaghi sugirió que para una *cimentación continua* o *de franja* (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla en el suelo a carga máxima puede suponerse similar a la mostrada en la figura 16.3. (Note que éste es el caso de falla de corte general, tal como se define en la figura 16.1a.) El efecto del suelo por encima del fondo de la cimentación también puede suponerse y ser remplazado por una sobrecarga equivalente,

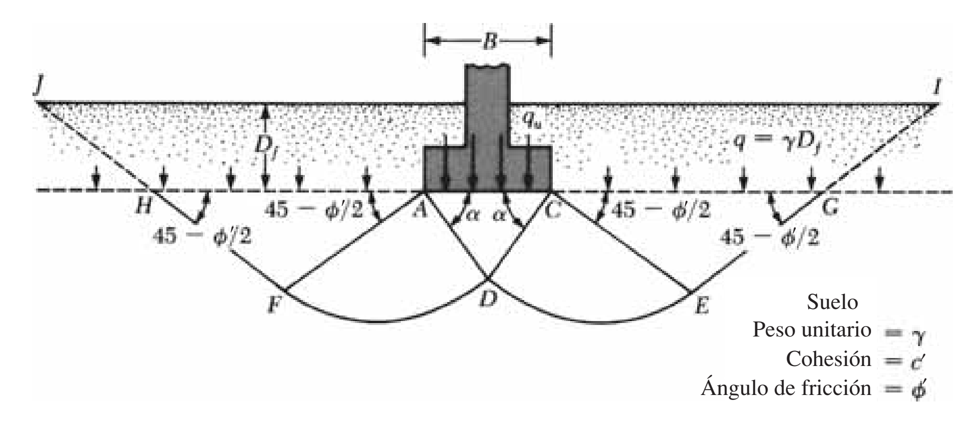


Figura 16.3 Falla de la capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación continua rígida en grava

$q = \gamma D_f$ (donde γ = peso unitario del suelo). La zona de la falla bajo la cimentación se puede dividir en tres partes (ver figura 16.3):

1. La *zona triangular ACD* inmediatamente debajo de la cimentación
2. Las *zonas de corte radiales ADF* y *CDE*, con las curvas *DE* y *DF* siendo arcos de una espiral logarítmica
3. Dos *zonas pasivas Rankine triangulares AFH* y *CEG*

Se supone que los ángulos *CAD* y *ACD* son iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir, $\alpha = \phi'$). Observe que con la sustitución del suelo por encima del fondo de la cimentación por un suplemento q equivalente, se desprecia la resistencia al corte del suelo a lo largo de las superficies de falla *GI* y *HJ*.

Utilizando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresa la capacidad última de carga en la forma

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \qquad \text{(cimentación en franja)} \tag{16.3}$$

donde

c' = cohesión del suelo
γ = peso unitario del suelo
$q = \gamma D_f$
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales y sólo son funciones del ángulo de fricción del suelo, ϕ'

Para zapatas cuadradas y circulares, Terzaghi sugirió las siguientes ecuaciones para la capacidad última de carga del suelo:

Zapatas cuadradas

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \tag{16.4}$$

Zapatas circulares

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \tag{16.5}$$

donde B = diámetro de la zapata.
La variación de N_c, N_q y N_γ con ϕ' se muestra en la tabla 16.1.

16.4 Modificación de la ecuación de capacidad de carga de Terzaghi

Sobre la base de estudios de laboratorio y de campo de la capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en el suelo sugerida por Terzaghi ahora parece ser correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α que se muestra en la figura 16.3 está más cerca de $45 + \phi'/2$

Tabla 16.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi, N_c, N_q y N_γ: ecuaciones (16.3), (16.4) y (16.5).

ϕ' (grad)	N_c	N_q	N^a_γ	ϕ' (grad)	N_c	N_q	N^a_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

[a]Valores para N_γ de Kumbhojkar (1993)

que de ϕ', como fue originalmente supuesto por Terzaghi. Con $\alpha = 45 + \phi'/2$, las relaciones para N_c y N_q pueden deducirse como

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)e^{\pi \tan \phi'} \tag{16.6}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot \phi' \tag{16.7}$$

La expresión para N_c dada por la ecuación (16.7) fue deducida originalmente por Prandtl (1921), y la relación de N_q [ecuación (16.6)] fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para N_γ como

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi' \tag{16.8}$$

Tabla 16.2 Factores de capacidad de carga [ecuaciones (16.6), (16.7) y (16.8)]

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	23	18.05	8.66	8.20
1	5.38	1.09	0.07	24	19.32	9.60	9.44
2	5.63	1.20	0.15	25	20.72	10.66	10.88
3	5.90	1.31	0.24	26	22.25	11.85	12.54
4	6.19	1.43	0.34	27	23.94	13.20	14.47
5	6.49	1.57	0.45	28	25.80	14.72	16.72
6	6.81	1.72	0.57	29	27.86	16.44	19.34
7	7.16	1.88	0.71	30	30.14	18.40	22.40
8	7.53	2.06	0.86	31	32.67	20.63	25.99
9	7.92	2.25	1.03	32	35.49	23.18	30.22
10	8.35	2.47	1.22	33	38.64	26.09	35.19
11	8.80	2.71	1.44	34	42.16	29.44	41.06
12	9.28	2.97	1.69	35	46.12	33.30	48.03
13	9.81	3.26	1.97	36	50.59	37.75	56.31
14	10.37	3.59	2.29	37	55.63	42.92	66.19
15	10.98	3.94	2.65	38	61.35	48.93	78.03
16	11.63	4.34	3.06	39	67.87	55.96	92.25
17	12.34	4.77	3.53	40	75.31	64.20	109.41
18	13.10	5.26	4.07	41	83.86	73.90	130.22
19	13.93	5.80	4.68	42	93.71	85.38	155.55
20	14.83	6.40	5.39	43	105.11	99.02	186.54
21	15.82	7.07	6.20	44	118.37	115.31	224.64
22	16.88	7.82	7.13	45	133.88	134.88	271.76

La tabla 16.2 muestra la variación de los factores de capacidad de carga precedentes, con los ángulos de fricción del suelo.

La forma de la ecuación (16.3), que representa una cimentación continua sometida a una carga vertical, se puede generalizar teniendo en cuenta lo siguiente:

a. La resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla en el suelo por encima del fondo de la cimentación (parte de la superficie de falla marcada como *GI* y *HJ* en la figura 16.3);
b. La proporción entre anchura y longitud de las cimentaciones rectangulares, y
c. La inclinación de la carga.

Por lo tanto, la ecuación de capacidad última de carga podrá tomar la forma (Meyerhof, 1963)

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \tag{16.9}$$

donde

c' = cohesión
q = tensión efectiva en el nivel de la parte inferior de la base
γ = peso unitario del suelo
B = ancho de la cimentación (= diámetro para una base circular)

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de carga
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga [ecuaciones (16.6), (16.7) y (16.8)]

Las relaciones de los factores de forma, los factores de profundidad y los factores de inclinación *recomendados* se muestran en la tabla 16.3.

Tabla 16.3 Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados

Factor	Relación	Fuente
Forma	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L}\frac{N_q}{N_c}$	De Beer (1970)
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi'$	
	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\frac{B}{L}$	
	donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)	
Profundidad	$\frac{D_f}{B} \leq 1$	Hansen (1970)
	Para $\phi = 0$:	
	$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{qd} = 1$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
	Para $\phi' > 0$:	
	$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'}$	
	$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \text{sen}\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
	$\frac{D_f}{B} > 1$	
	Para $\phi = 0$:	
	$F_{cd} = 1 + 0.4\underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$	
	$F_{qd} = 1$	
	$F_{\gamma d} = 1$	

(*continúa*)

Tabla 16.3 *(continuación)*

Factor	Relación	Fuente
	Para $\phi' > 0$:	
	$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen}\, \phi')^2 \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta°}{90°}\right)^2$	Meyerhof (1963), Hanna y Meyerhof (1981)
	$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)^2$	
	donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical	

Capacidad neta última de carga

La capacidad neta última de carga se define como la presión máxima por unidad de área de la cimentación que puede ser soportada por el suelo debida al exceso de presión causada por el suelo circundante al nivel de la cimentación. Si se supone que la diferencia entre el peso unitario del concreto utilizado en la cimentación y el peso unitario del suelo que la rodea es insignificante, entonces

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q \tag{16.10}$$

donde $q_{\text{neta}(u)}$ = capacidad última de carga neta.

16.5 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga para el nivel freático

Las ecuaciones (16.3), (16.4), (16.5) y (16.9) se han desarrollado para determinar la capacidad última de carga y se basan en el supuesto de que el nivel freático se encuentra muy por debajo de la cimentación. Sin embargo, si la capa freática está cerca de ella, son necesarias algunas modificaciones de la ecuación de capacidad de carga, dependiendo de la ubicación del nivel freático (véase la figura 16.4).

Caso I: Si el nivel freático se encuentra de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \tag{16.11}$$

donde

γ_{sat} = peso unitario del suelo saturado

γ_w = peso unitario del agua

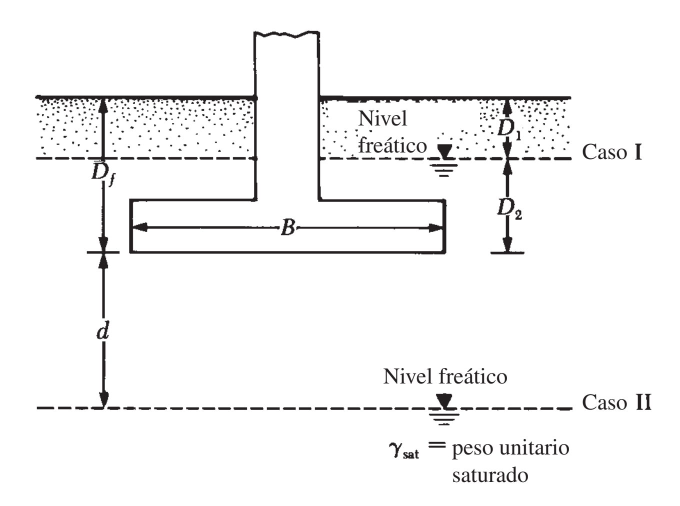


Figura 16.4 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga para el nivel freático

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones tiene que ser sustituido por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$.

Caso II: Para un nivel freático localizado tal que $0 \leq d \leq B$,

$$q = \gamma D_f \tag{16.12}$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de capacidad de carga debe sustituirse por el factor

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \tag{16.13}$$

Las modificaciones anteriores se basan en la suposición de que no existe fuerza de filtración en el suelo.

Caso III: Cuando el nivel freático está localizado en $d \leq B$, el agua no tiene efecto sobre la capacidad última de carga.

16.6 El factor de seguridad

El cálculo de la capacidad de carga permisible bruta de cimentaciones poco profundas requiere la aplicación de un factor de seguridad (FS) a la capacidad última de carga bruta, o

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \tag{16.14}$$

Sin embargo, algunos ingenieros en ejercicio prefieren utilizar un factor de seguridad de

$$\text{aumento de la tensión neta en suelo} = \frac{\text{capacidad última de carga neta}}{FS} \tag{16.15}$$

La capacidad última de carga neta se definió en la ecuación (16.10) como

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

Sustituyendo esta expresión en la ecuación (16.15) resulta en
aumento neto del esfuerzo sobre el suelo
= carga de la superestructura por unidad de área de la cimentación

$$= q_{\text{adm(neta)}} = \frac{q_u - q}{FS} \tag{16.16}$$

El factor de seguridad definido por la ecuación (16.16) puede ser al menos 3 en todos los casos.

Ejemplo 16.1

Una cimentación cuadrada es de 2 m × 2 m en el plano. El suelo de soporte de la cimentación tiene un ángulo de fricción de $\phi' = 25°$ y $c' = 20$ kN/m^2. El peso unitario del suelo, γ, es 16.5 kN/m^3. Determine la carga bruta admisible en la base con un factor de seguridad (FS) de 3. Suponga que la profundidad de la cimentación (D_f) es de 1.5 m y que la falla de corte en general se produce en el suelo. Utilice la ecuación (16.4).

Solución
De la ecuación (16.4)

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

De la tabla 16.1, para $\phi' = 25º$,

$$N_c = 25.13$$
$$N_q = 12.72$$
$$N_\gamma = 8.34$$

Por lo tanto,

$$q_u = (1.3)(20)(25.13) + (1.5 \times 16.5)(12.72) + (0.4)(16.5)(2)(8.34)$$
$$= 653.38 + 314.82 + 110.09 = 1078.29 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que la carga admisible por unidad de área de la cimentación es

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1078.29}{3} \approx 359.5 \text{ kN/m}^2$$

En consecuencia, la carga admisible total bruta es

$$Q = (359.5)\, B^2 = (359.5)(2 \times 2) = \mathbf{1438\ kN}$$

Ejemplo 16.2

Resuelva el problema del ejemplo 16.1 usando la ecuación (16.9).

Solución
De la ecuación (16.9),

$$q_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Debido a que la carga es vertical, $F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$. De la tabla 16.2 para $\phi' = 25º$, $N_c =$ 20.72, $N_q = 10.66$ y $N_\gamma = 10.88$.

Usando la tabla 16.3,

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{2}{2}\right)\left(\frac{10.66}{20.72}\right) = 1.514$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi' = 1 + \left(\frac{2}{2}\right)\tan 25 = 1.466$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{2}{2}\right) = 0.6$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \text{sen}\,\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$= 1 + (2)(\tan 25)(1 - \text{sen}\,25)^2\left(\frac{1.5}{2}\right) = 1.233$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'} = 1.233 - \left[\frac{1 - 1.233}{(20.72)(\tan 25)}\right] = 1.257$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Por lo tanto,

$$q_u = (20)(20.72)(1.514)(1.257)(1)$$
$$+ (1.5 \times 16.5)(10.66)(1.466)(1.233)(1)$$
$$+ \frac{1}{2}(16.5)(2)(10.88)(0.6)(1)(1)$$
$$= 788.6 + 476.9 + 107.7 = 1373.2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1373.2}{3} = 457.7 \text{ kN/m}^2$$

$Q = (457.7)(2 \times 2) =$ **1830.8 kN**

Ejemplo 16.3

En la figura 16.5 se muestra una zapata cuadrada. Determine la carga bruta segura (factor de seguridad de 3) que la zapata puede soportar. Utilice la ecuación (16.9)

Solución

De la ecuación (16.9) con $c' = 0$, $F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$ (carga vertical),

$$q_u = qN_qF_{qs}F_{qd} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}$$

Para $\phi' = 25°$, la tabla 16.2 tiene que $N_q = 23.18$ y $N_\gamma = 30.22$.

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi' = 1 + \left(\frac{1.2}{1.2}\right)\tan 32 = 1.625$$

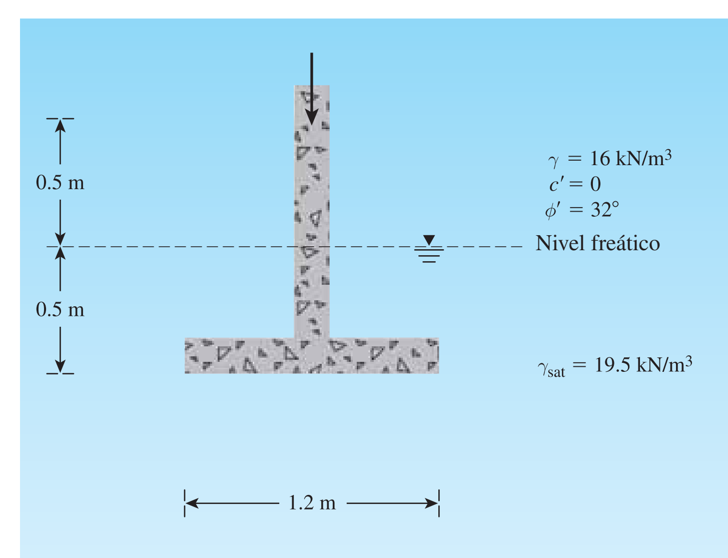


Figura 16.5

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'(1 - \operatorname{sen} \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \tan 32(1 - \operatorname{sen} 32)^2 \left(\frac{1}{1.2}\right) = 1.23$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{1.2}{1.2}\right) = 0.6$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$q = (0.5)(16) + (0.5)(19.5 - 9.81) = 12.845 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$q_u = (12.845)(23.18)(1.625)(1.23) + \tfrac{1}{2}(19.5 - 9.81)(1.2)(30.22)(0.6)(1)$$
$$= 700.54 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{3} = \frac{700.54}{3} = 233.51 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = q_{\text{adm}}\, B^2 = (233.51)(1.2 \times 1.2) \approx \mathbf{336\ kN}$$

16.7 Cimentaciones cargadas excéntricamente

Al igual que con la cimentación de un muro de contención, hay varios casos en los que las cimentaciones están sometidas a momentos, además de la carga vertical, como se muestra en la figura 16.6a. En tales casos, la distribución de la presión ejercida por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal es

$$q_{\text{máx}} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2 L} \tag{16.17}$$

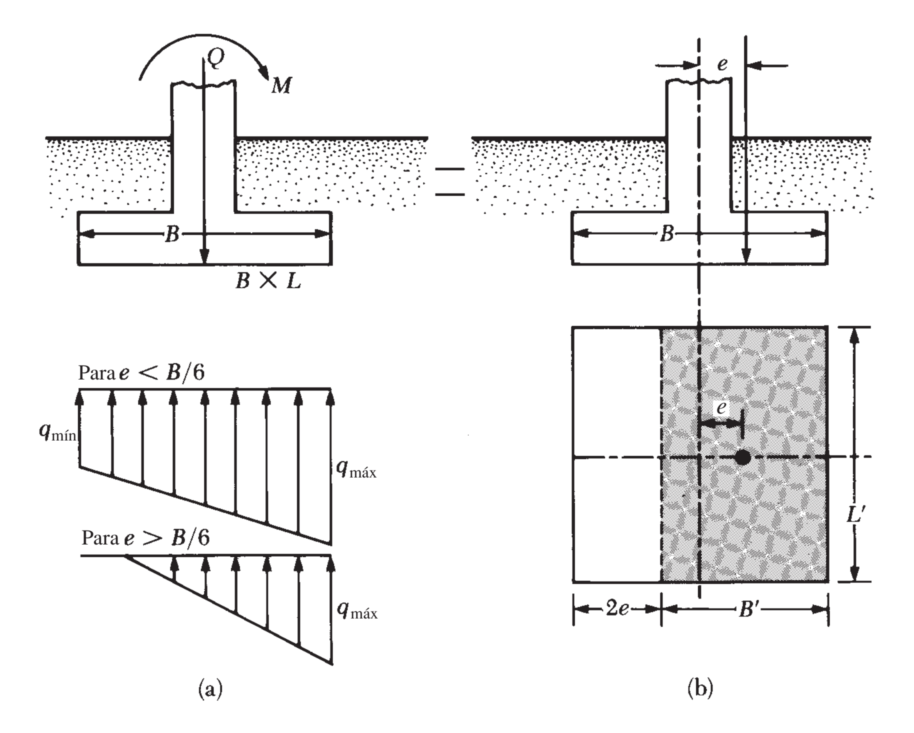


Figura 16.6 Cimentaciones cargadas excéntricamente

y

$$q_{mín} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \tag{16.18}$$

donde

Q = carga vertical total
M = momento sobre la cimentación

La distribución exacta de la presión es difícil de estimar.

El factor de seguridad para tales tipos de carga contra la falla en la capacidad de carga puede ser evaluado utilizando el procedimiento sugerido por Meyerhof (1953), que se conoce generalmente como el método de *área efectiva*. El siguiente es el procedimiento de Meyerhof paso a paso para la determinación de la carga última que el suelo puede soportar y el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga.

1. La figura 16.6b muestra un sistema de fuerza equivalente al mostrado en la figura 16.6a. La distancia e es la excentricidad, o

$$e = \frac{M}{Q} \tag{16.19}$$

Sustituyendo la ecuación (16.19) en las ecuaciones (16.17) y (16.18) se tiene,

$$q_{máx} = \frac{Q}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \tag{16.20}$$

y

$$q_{mín} = \frac{Q}{BL}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \tag{16.21}$$

Observe que, en estas ecuaciones, cuando la excentricidad e se convierte en $B/6$, $q_{mín}$ es 0. Para $e > B/6$, $q_{mín}$ será negativa, lo que significa que la tensión se desarrollará. Debido a que el suelo no puede tener ningún tipo de tensión, habrá una separación entre la cimentación y el suelo subyacente. La naturaleza de la distribución de la presión sobre el suelo será como se muestra en la figura 16.6a. El valor de $q_{máx}$ es entonces

$$q_{máx} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)} \tag{16.22}$$

2. Determinar las dimensiones efectivas de la cimentación cuando

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$
$$L' = \text{longitud efectiva} = L$$

Tenga en cuenta que si la excentricidad fuera en la dirección de la longitud de la cimentación, entonces el valor de L' sería igual a $L - 2e$. El valor de B' sería igual a B. La más pequeña de las dos dimensiones (es decir, L' y B') es la anchura efectiva de la cimentación.

3. Usar la ecuación (16.9) para la capacidad última de carga como

$$q'_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \tag{16.23}$$

Para evaluar F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma s}$ hacer uso de la tabla 16.2 con las dimensiones de *ancho* y *longitud efectivos* en lugar de L y B, respectivamente. Para determinar F_{cd}, F_{qd} y $F_{\gamma d}$ usar la tabla 16.3 (*no* sustituir B con B').

4. La carga última total que la cimentación puede sostener es

$$Q_{últ} = \overbrace{q'_u(B')(L')}^{A'} \tag{16.24}$$

donde A' = área efectiva.

5. El factor de seguridad contra la falla en la capacidad de carga es

$$FS = \frac{Q_{últ}}{Q} \tag{16.25}$$

Ejemplo 16.4

En la figura 16.7 se muestra una cimentación continua. Si la excentricidad de carga es 0.2 m, determine la carga última, $Q_{últ}$, por unidad de longitud de la cimentación. Utilice el método de área efectiva de Meyerhof.

Solución

Para $c' = 0$, la ecuación (16.23) da

$$q'_u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma' B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

donde $q = (16.5)(1.5) = 24.75$ kN/m^2.

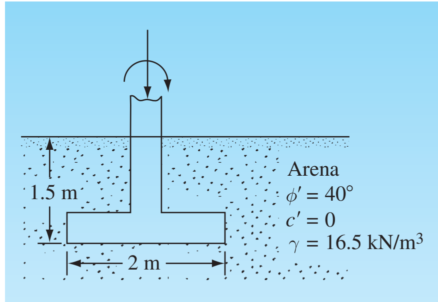


Figura 16.7 Cimentación continua con carga excéntrica

Para $\phi' = 40°$, de la tabla 16.2 se tiene que $N_q = 64.2$ y $N_\gamma = 109.41$. Además,

$$B' = 2 - (2)(0.2) = 1.6 \text{ m}$$

Dado que la cimentación en cuestión es continua, B'/L' es cero. Por lo tanto, $F_{qs} = 1$, $F_{\gamma s} = 1$. De la tabla 16.3

$$F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \operatorname{sen}\phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 0.214\left(\frac{1.5}{2}\right) = 1.16$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

y

$$q_u' = (24.75)(64.2)(1)(1.16)(1) + \left(\frac{1}{2}\right)(16.5)(1.6)(109.41)(1)(1)(1) = 3287.39 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$Q_{\text{últ}} = (B')(1)(q_u') = (1.6)(1)(3287.39) \approx \mathbf{5260\ kN/m}$$

16.8 Método del factor de reducción de la excentricidad de carga sobre cimentaciones continuas en un suelo granular

Purkayastha y Char (1977) llevaron a cabo análisis de la estabilidad de las *cimentaciones continuas* cargadas excéntricamente *soportadas por una capa de arena* utilizando el método de las rebanadas. Sobre la base de ese análisis, se propuso

$$R_k = 1 - \frac{q_{u(\text{excéntrica})}}{q_{u(\text{céntrica})}} \tag{16.26}$$

donde

R_k = factor de reducción

$q_{u(\text{excéntrica})}$ = capacidad de carga última de las cimentaciones continuas cargadas excéntricamente

$q_{u(\text{céntrica})}$ = capacidad de carga última de las cimentaciones continuas cargadas centralmente

La magnitud de R_k se puede expresar como

$$R_k = a\left(\frac{e}{B}\right)^k \tag{16.27}$$

Tabla 16.4 Variaciones de a y k [ecuación (16.27)]

D_f/B	a	k
0.00	1.862	0.73
0.25	1.811	0.785
0.50	1.754	0.80
1.00	1.820	0.888

donde a y k son funciones de la relación de empotramiento D_f/B (tabla 16.4).

Por lo tanto, combinando las ecuaciones (16.26) y (16.27)

$$q_{u(\text{excéntrica})} = q_{u(\text{céntrica})}(1 - R_k) = q_{u(\text{céntrica})}\left[1 - a\left(\frac{e}{B}\right)^k\right] \tag{16.28}$$

donde

$$q_{u(\text{céntrica})} = qN_qF_{qd} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma d} \tag{16.29}$$

Ejemplo 16.5

Resuelva el ejemplo 16.4 usando la ecuación (16.28).

Solución

Con $c' = 0$

$$q_{u(\text{céntrica})} = qN_q F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma d}$$

Para $\phi' = 40°$, $N_q = 64.2$ y $N_\gamma = 109.41$ (ver tabla 16.2). Así,

$$F_{qd} = 1.16 \text{ y } F_{\gamma d} = 1 \text{ (ver ejemplo 16.4)}$$

$$q_{u(\text{céntrica})} = (24.75)(64.2)(1.16) + \frac{1}{2}(16.5)(2)(109.41)(1)$$

$$= 1843.18 + 1805.27 = 3648.45 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (16.27),

$$R_k = a\left(\frac{e}{B}\right)^k$$

Para $D_f/B = 1.5/2 = 0.75$ la tabla 16.2 tiene que $a \approx 1.79$ y $k \approx 0.85$. Por lo tanto,

$$R_k = 1.79\left(\frac{0.2}{2}\right)^{0.85} = 0.253$$

$$Q_u = Bq_{u(\text{excéntrica})} = Bq_{u(\text{céntrica})}(1 - R_k)$$

$$= (2)(3648.45)(1 - 0.253) \approx \mathbf{5451\ kN}$$

16.9 Cimentaciones con excentricidad bidireccional

Consideremos una situación en la que una cimentación se somete a una carga última $Q_{\text{últ}}$ vertical y un momento M, como se muestra en las figuras 16.8a y b. Para este caso, los componentes del momento, M, sobre los ejes X y Y se pueden determinar como M_x y M_y, respectivamente (figura 16.8c). Esta condición es equivalente a una $Q_{\text{últ}}$ carga colocada excéntricamente sobre la cimentación con $x = e_B$ y $y = e_L$ (figura 16.8d). Se tiene que

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{\text{últ}}} \tag{16.30}$$

y

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{\text{últ}}} \tag{16.31}$$

Si se necesita $Q_{\text{últ}}$, se puede obtener de la siguiente manera [ecuación (16.24)]:

$$Q_{\text{últ}} = q'_u A'$$

donde, a partir de la ecuación (16.23),

$$q'_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

y

$$A' = \text{área efectiva} = B'L'$$

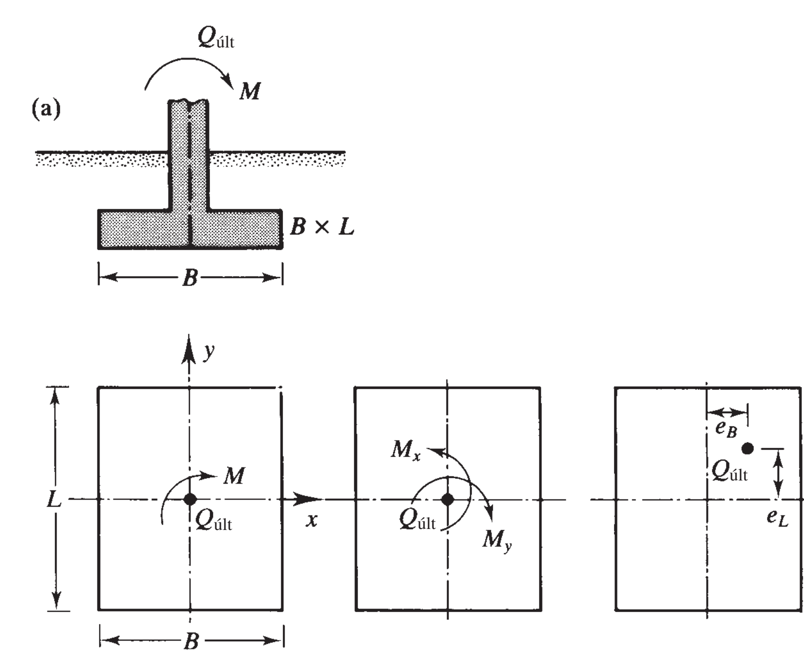


Figura 16.8 Análisis de la cimentación con excentricidad bidireccional

Como antes, para evaluar F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma s}$ (tabla 16.3), se utilizan las dimensiones longitud (L') y ancho (B') efectivos en lugar de L y B, respectivamente. Para calcular F_{cd}, F_{qd} y $F_{\gamma d}$, se utiliza la tabla 16.3; sin embargo, no remplazamos B con B'. Cuando se determinan el área efectiva (A'), el ancho efectivo (B') y la longitud efectiva (L'), pueden surgir cuatro casos posibles (Highter y Anders, 1985). El área efectiva es tal que su centroide coincide con la carga.

Caso I: $e_L/L \geq \frac{1}{6}$ y $e_B/B \geq \frac{1}{6}$. En la figura 16.9a se muestra el área efectiva para esta condición o

$$A' = \frac{1}{2}B_1L_1 \tag{16.32}$$

donde

$$B_1 = B\left(1.5 - \frac{3e_B}{B}\right) \tag{16.33}$$

$$L_1 = L\left(1.5 - \frac{3e_L}{L}\right) \tag{16.34}$$

La longitud efectiva, L', es la mayor de las dos dimensiones, es decir, B_1 o L_1. Así que el ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L'} \tag{16.35}$$

Caso II: $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$. En la figura 16.9b se muestra el área efectiva para este caso

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B \tag{16.36}$$

Las magnitudes de L_1 y L_2 se pueden determinar a partir de la figura 16.10. El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ o } L_2 \text{ (el que sea mayor)}} \tag{16.37}$$

La longitud efectiva es

$$L' = L_1 \text{ o } L_2 \text{ (el que sea mayor)} \tag{16.38}$$

Caso III: $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < 0.5$. En la figura 16.9c se muestra el área efectiva

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L \tag{16.39}$$

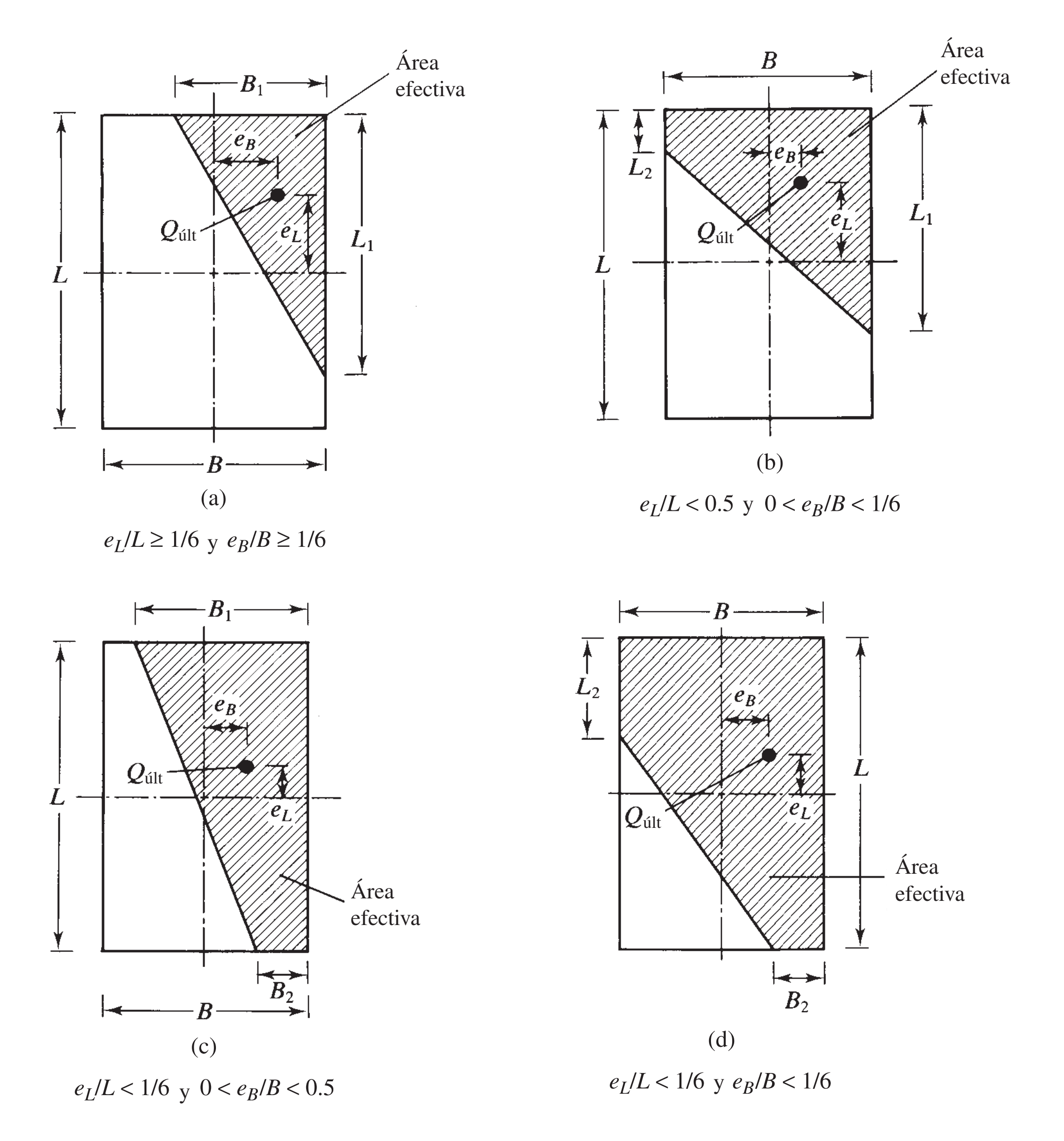


Figura 16.9 Definición del área efectiva para la carga sobre una cimentación con excentricidad bidireccional

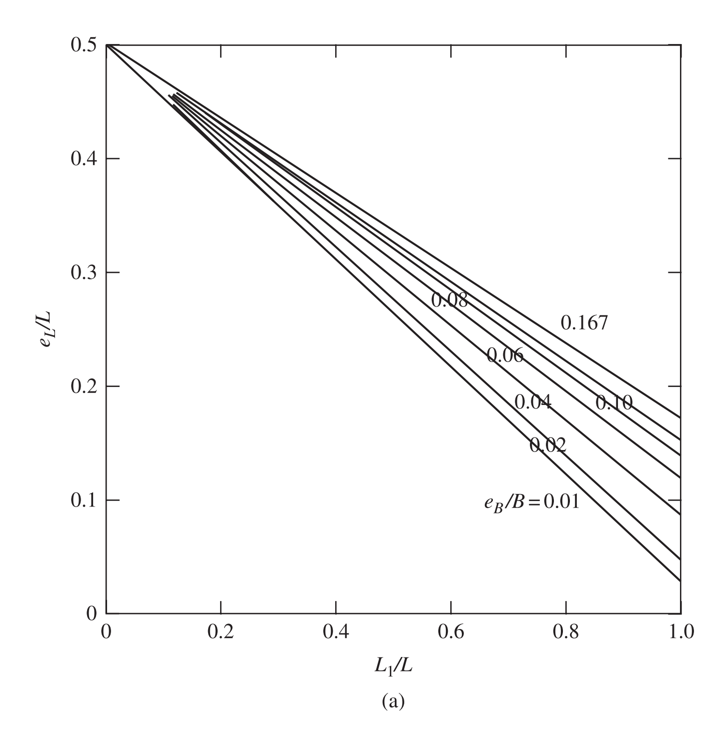
El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L} \tag{16.40}$$

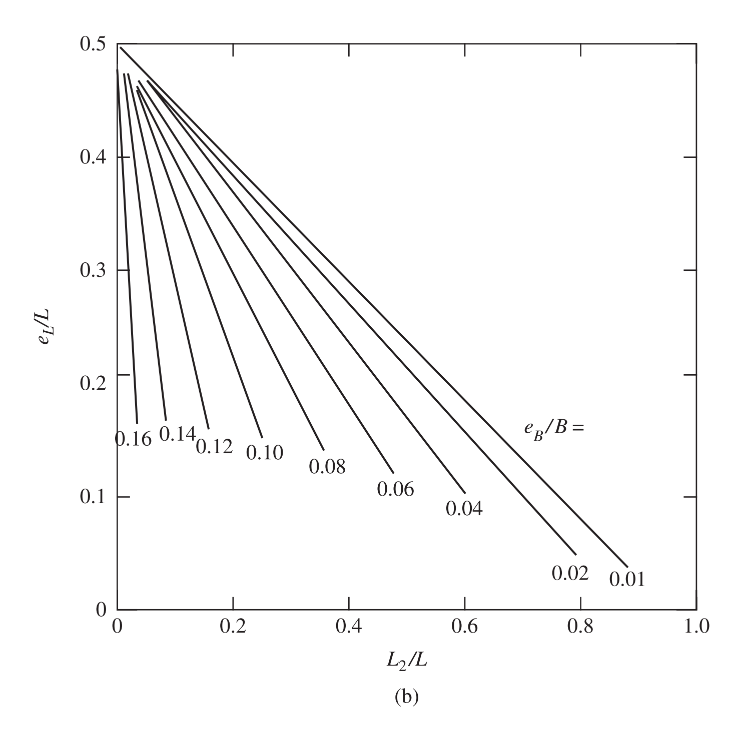
La longitud efectiva es

$$L' = L \tag{16.41}$$

Las magnitudes de B_1 y B_2 se pueden determinar a partir de la figura 16.11.

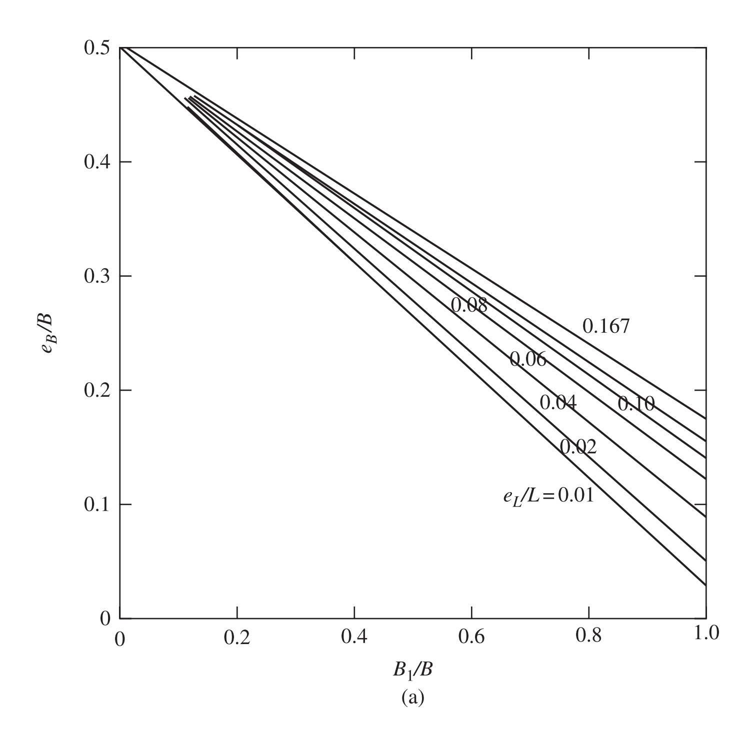


(a)

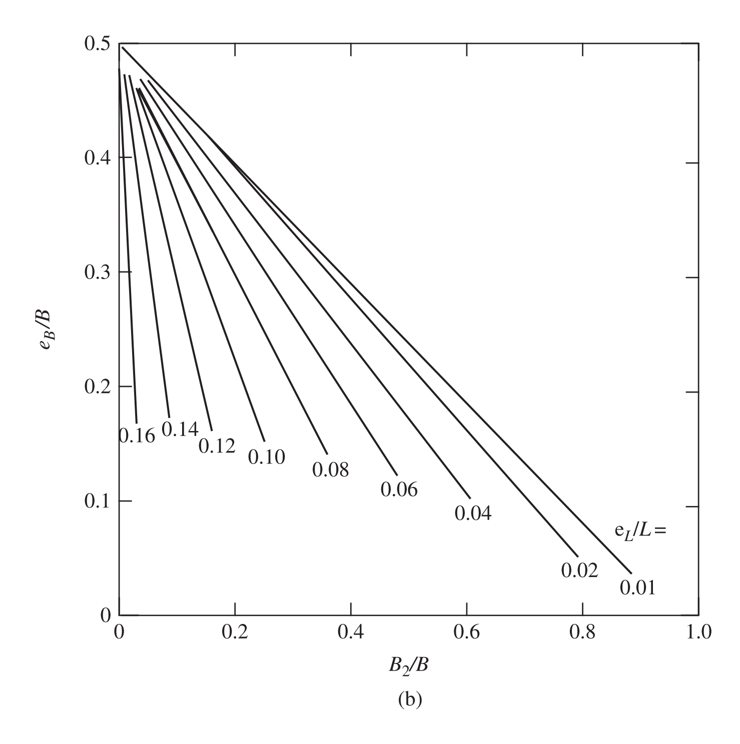


(b)

Figura 16.10 Variación de L_1/L y L_2/L con e_L/L y e_B/B para el caso de $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$ (Adaptado de Highter y Anders, 1985)

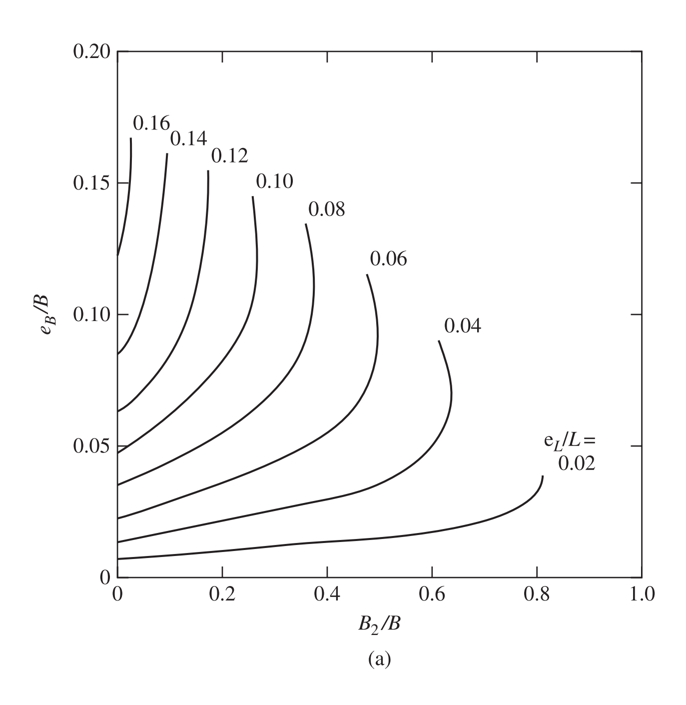


(a)



(b)

Figura 16.11 Variación de B_1/B y B_2/B con e_L/L y e_B/B para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < 0.5$ (Adaptado de Highter y Anders, 1985)



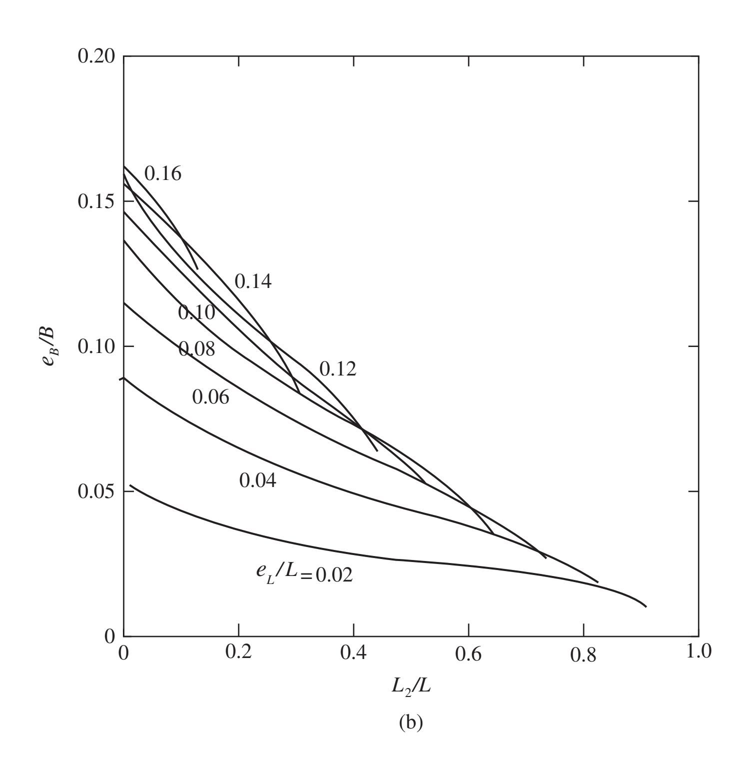


Figura 16.12 Variación de B_2/B y L_2/L con e_B/B y e_L/L para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$ (Adaptado de Highter y Anders, 1985)

Caso IV: $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$. En la figura 16.9d se muestra el área efectiva para este caso. Las relaciones de B_2/B y L_2/L (y por tanto, B_2 y L_2) pueden obtenerse a partir de la figura 16.12. Entonces, el área efectiva es

$$A' = L_2B + \frac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2) \tag{16.42}$$

El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L} \tag{16.43}$$

La longitud efectiva es

$$L' = L \tag{16.44}$$

Ejemplo 16.6

En la figura 16.13 se muestra una cimentación cuadrada, con $e_L = 0.3$ m y $e_B = 0.15$ m. Suponga excentricidad bidireccional y determine la carga última, $Q_{\text{últ}}$.

Solución

$$\frac{e_L}{L} = \frac{0.3}{1.5} = 0.2 \qquad \frac{e_B}{B} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

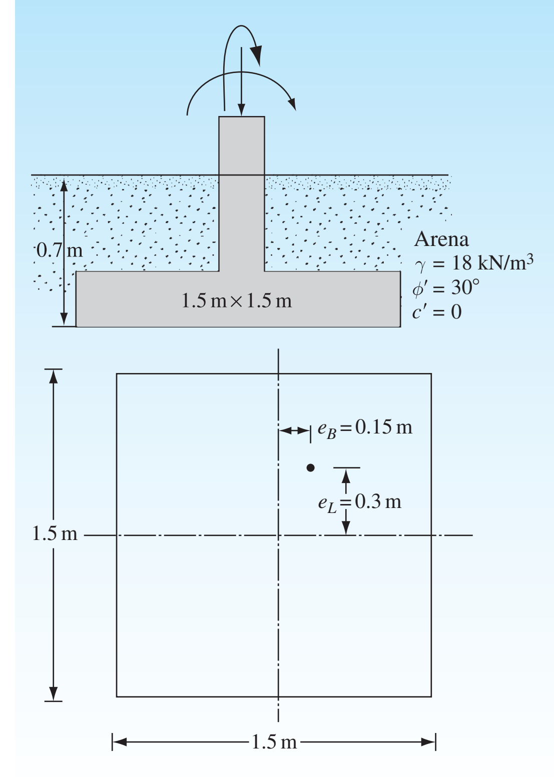


Figura 16.13

Este caso es similar al mostrado en la figura 16.9b. De la figura 16.10, para $e_L/L = 0.2$ y $e_B/B = 0.1$, se tiene

$$\frac{L_1}{L} \approx 0.85; \qquad L_1 = (0.85)(1.5) = 1.275 \text{ m}$$

y

$$\frac{L_2}{L} \approx 0.21; \qquad L_2 = (0.21)(1.5) = 0.315 \text{ m}$$

De la ecuación (16.36)

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B = \frac{1}{2}(1.275 + 0.315)(1.5) = 1.193 \text{ m}^2$$

De la ecuación (16.38)

$$L' = L_1 = 1.275 \text{ m}$$

De la ecuación (16.37)

$$B' = \frac{A'}{L_1} = \frac{1.193}{1.275} = 0.936 \text{ m}$$

Note, de la ecuación (16.23), para $c' = 0$, se tiene

$$q'_u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

$$q = (0.7)(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

Para $\phi' = 30°$, de la tabla 16.2, $N_q = 18.4$ y $N_\gamma = 22.4$. Así,

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\tan\phi' = 1 + \left(\frac{0.936}{1.275}\right)\tan 30° = 1.424$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{0.936}{1.275}\right) = 0.706$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \text{sen}\,\phi')^2\frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} Q_{\text{últ}} &= A'q'_u = A'\left(qN_qF_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}\right) \\ &= (1.193)[(12.6)(18.4)(1.424)(1.135) + (0.5)(18)(0.936)(22.4)(0.706)(1)] \\ &= \mathbf{605.95\ kN} \end{aligned}$$

16.10 Losas de cimentación: tipos comunes

Como se discutió en la sección 16.1, las losas de cimentación son cimentaciones superficiales. Este tipo de cimentación, que se refiere a veces como *placa de cimentación*, es una base combinada que puede cubrir toda el área bajo una estructura soportando varias columnas y paredes. Las losas de cimentación a veces son las preferidas para los suelos que tienen baja capacidad de carga, pero tendrán que soportar columnas altas y/o muros de carga. Bajo ciertas condiciones, la extensión de las bases tendrían que cubrir más de la mitad del área de la construcción, y las losas de cimentación pueden ser más económicas. Actualmente se utilizan varios tipos de losas de cimentación. Algunos de los tipos más comunes se muestran esquemáticamente en la figura 16.14 y son los siguientes:

1. Placa plana (figura 16.14a). La losa es de espesor uniforme.
2. Placa plana con mayor espesor bajo las columnas (figura 16.14b)

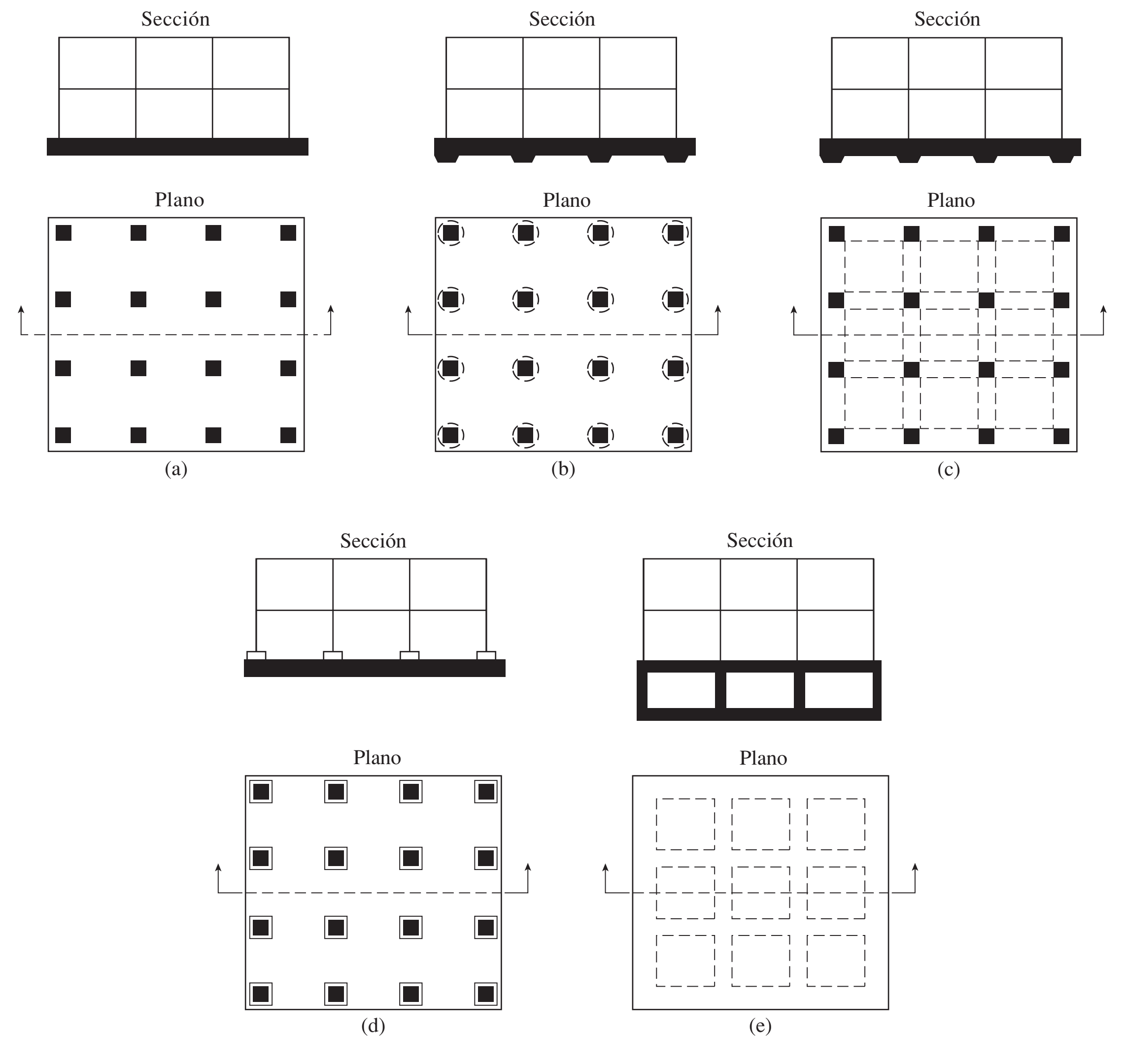


Figura 16.14 Tipos comunes de losas de cimentación

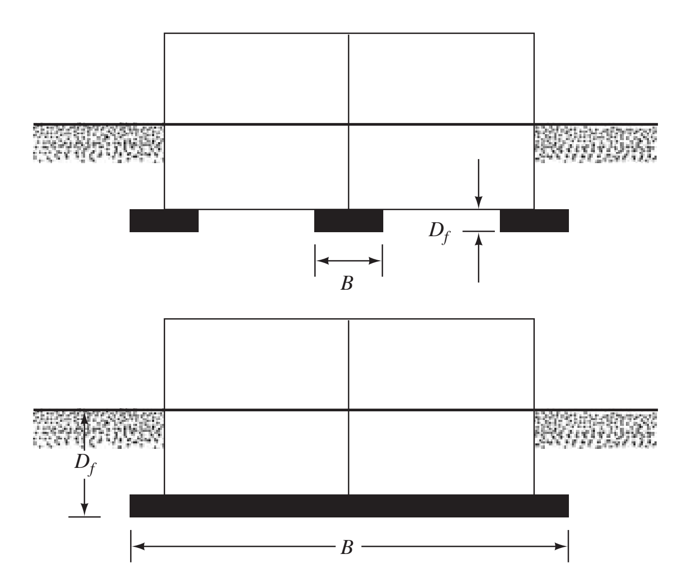


Figura 16.15 Comparación entre cimientos aislados y una losa de cimentación (B = ancho, D_f = profundidad)

3. Vigas y losa (figura 16.14c). Las vigas corren en ambas direcciones y las columnas se localizan en la intersección de las vigas.
4. Placas planas con pedestales (figura 16.14d).
5. Losa con muros de sótano como parte de la placa (figura 16.14e). Los muros actúan como refuerzos de la losa.

Las losas pueden estar sostenidas por pilotes. Éstos ayudan en la reducción del asentamiento de una estructura construida sobre suelo altamente compresible. Donde el nivel freático es alto, a menudo las losas se colocan sobre los pilotes para controlar la flotabilidad.

La figura 16.15 muestra la diferencia entre la profundidad D_f y la anchura B de cimientos aislados y de una losa de cimentación. La figura 16.16 muestra una losa de cimentación en construcción.

16.11 Capacidad de carga de una malla de cimentación

La *capacidad de carga última bruta* de una malla de cimentación puede ser determinada por la misma ecuación utilizada para zapatas, o

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \tag{16.9}$$

Las tablas 16.2 y 16.3 dan los valores propios de los factores de capacidad de carga y la forma, profundidad y factores de inclinación de la carga. El término B en la ecuación (16.9) es la dimensión más pequeña de la malla.

La *capacidad neta de carga última* es

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q \tag{16.10}$$

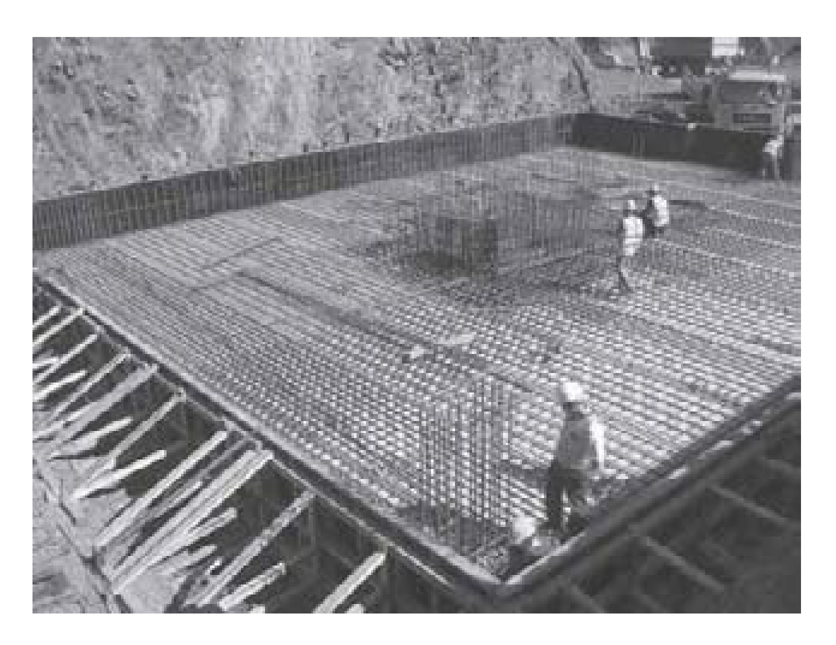


Figura 16.16 Losa de cimentación en construcción (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

Un factor de seguridad adecuado debe utilizarse para calcular la capacidad de carga *admisible* neta. Para losas sobre arcilla, el factor de seguridad no debe ser inferior a 3 bajo carga muerta y carga máxima en vivo. Sin embargo, bajo las condiciones más extremas, el factor de seguridad debe ser de al menos 1.75 a 2. Para losas construidas sobre arena, normalmente se debe utilizar un factor de seguridad de 3. Bajo la mayoría de las condiciones de trabajo, el factor de seguridad contra fallas de capacidad de carga de losas en la arena es muy grande.

Para arcillas saturadas con $\phi = 0$ y condición de carga vertical, ecuación (16.9), se tiene

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q \tag{16.45}$$

donde c_u = cohesión no drenada. (*Nota*: $N_c = 5.14$, $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$.) De la tabla 16.3, para $\phi = 0$,

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{1}{5.14}\right) = 1 + \frac{0.195B}{L}$$

y

$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Sustituyendo los factores de forma y profundidad anteriores en la ecuación (16.45) se obtiene

$$q_u = 5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right) + q \tag{16.46}$$

Por lo tanto, la capacidad última de carga es

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q = 5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right) \tag{16.47}$$

Para $FS = 3$, la capacidad de carga neta admisible del suelo se vuelve

$$q_{\text{adm(neta)}} = \frac{q_{\text{neta}(u)}}{FS} = 1.713c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right) \tag{16.48}$$

Ejemplo 16.7

Determine la capacidad última de carga neta de una losa de cimentación que mide 12 m × 8 m sobre una arcilla saturada con $c_u = 80$ kN/m^2, $\phi = 0$ y $D_f = 2$ m.

Solución
De la ecuación (16.47) se tiene

$$\begin{aligned} q_{\text{neta}(u)} &= 5.14c_u\left[1 + \left(\frac{0.195B}{L}\right)\right]\left[1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)\right] \\ &= (5.14)(80)\left[1 + \left(\frac{0.195 \times 8}{12}\right)\right]\left[1 + 0.4\left(\frac{2}{8}\right)\right] \\ &= \mathbf{512\ kN/m^2} \end{aligned}$$

16.12 Cimentaciones compensadas

El asentamiento de una losa de cimentación puede reducirse disminuyendo el incremento de presión neta sobre el suelo y aumentando la profundidad de empotramiento, D_f. Este aumento es particularmente importante para las losas sobre arcillas blandas, donde se esperan grandes asentamientos de consolidación. De la figura 16.17, la presión aplicada neta promedio sobre el suelo puede darse como

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f \tag{16.49}$$

donde

Q = carga muerta de la estructura y carga viva
A = área de la losa

Para no aumentar la presión neta del suelo sobre el terreno debajo de una losa de cimentación, q debe ser 0. Por lo tanto,

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} \tag{16.50}$$

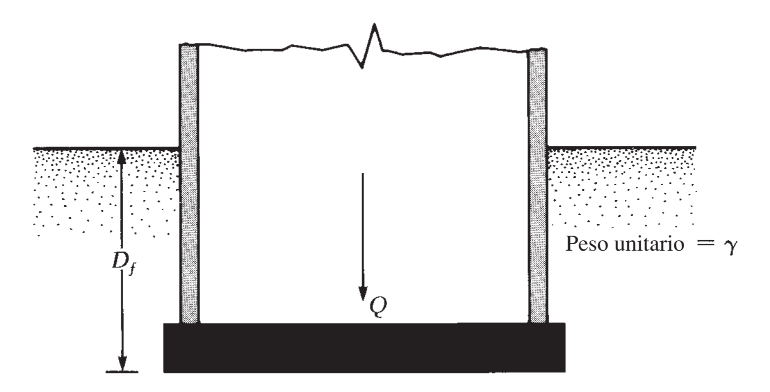


Figura 16.17 Definición de la presión neta sobre un suelo causada por una losa de cimentación

Esta relación de D_f normalmente se conoce como la profundidad de empotramiento de una *cimentación totalmente compensada*.

El factor de seguridad contra fallas de capacidad de carga para las cimentaciones parcialmente compensadas (es decir, $D_f < Q/A\gamma$) puede darse como

$$FS = \frac{q_{\text{neta}(u)}}{q} = \frac{q_{\text{neta}(u)}}{\dfrac{Q}{A} - \gamma D_f} \tag{16.51}$$

Para arcillas saturadas, el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga se puede obtener mediante la sustitución de la ecuación (16.47) en la ecuación (16.51):

$$FS = \frac{5.14c_u\left(1 + \dfrac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\dfrac{D_f}{B}\right)}{\dfrac{Q}{A} - \gamma D_f} \tag{16.52}$$

Ejemplo 16.8

Consulte la figura 16.17. La losa tiene dimensiones de 40 m × 20 m, y la carga viva y carga muerta sobre la losa son 200 MN. Ésta se coloca sobre una capa de arcilla blanda que tiene una unidad de peso de 17.5 kN/m^3. Encuentre D_f para una cimentación totalmente compensada.

Solución

De la ecuación (16.50), se tiene

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} = \frac{200 \times 10^3\,\text{kN}}{(40 \times 20)(17.5)} = \mathbf{14.29\ m}$$

Ejemplo 16.9

Consulte el ejemplo 16.8. Para la arcilla, $c_u = 60$ kN/m^2. Si el factor requerido de seguridad contra fallas de capacidad de carga es 3, determine la profundidad de la cimentación.

Solución

De la ecuación (16.52), tenemos

$$FS = \frac{5.14c_u\left(1 + \dfrac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\dfrac{D_f}{B}\right)}{\dfrac{Q}{A} - \gamma D_f}$$

Aquí, $FS = 3$, $c_u = 60$ kN/m^2, $B/L = 20/40 = 0.5$ y $Q/A = (200 \times 10^3)/(40 \times 20) =$ 250 kN/m^2. Sustituyendo estos valores en la ecuación (16.52) se obtiene

$$3 = \frac{(5.14)(60)[1 + (0.195)(0.5)]\left[1 + 0.4\left(\dfrac{D_f}{20}\right)\right]}{250 - (17.5)D_f}$$

$$750 - 52.5D_f = 338.47 + 6.77D_f$$

$$411.53 = 59.27D_f$$

o

$$D_f \approx \mathbf{6.9\ m}$$

16.13 Resumen

Los siguientes son los temas más importantes que han sido discutidos en este capítulo.

1. La zapata corrida y losa de cimentación (placa) son cimentaciones poco profundas.
2. En función de la compactación del suelo que soporta una zapata corrida con una carga última, la cimentación puede fallar por (a) falla de corte general, (b) falla de corte local o (c) falla de corte de perforación.
3. La capacidad última de carga de una cimentación poco profunda se puede calcular mediante el uso de las ecuaciones (16.3) a (16.5) y (16.9).
4. Se necesitan algunas modificaciones menores en las ecuaciones de capacidad última de carga si el nivel freático se encuentra muy cerca del fondo de la cimentación (sección 16.5).
5. La capacidad última y de carga admisible de una cimentación cargada de forma excéntrica se puede estimar por el método de área efectiva (secciones 16.7 y 16.9).
6. Las losas de cimentación pueden ser de varios tipos, como placa plana; placa plana con mayor espesor bajo las columnas, vigas y losas; placa plana con pedestales, y losa con muros de sótano, como parte de la placa.
7. La capacidad última de carga de una losa de cimentación se puede obtener mediante el uso de la ecuación (16.9) (véase la sección 16.11).
8. Una losa de cimentación totalmente compensada es aquella en la que el aumento neto de la presión del suelo por debajo de la losa es cero (sección 16.12).

Problemas

16.1 En los siguientes casos, determine la capacidad vertical de carga bruta admisible de la cimentación. Utilice la ecuación de Terzaghi y suponga falla de corte general en el suelo. Utilice $FS = 4$.

Parte	B	D_f	ϕ'	c'	γ	Tipo de cimentación
a.	1.22 m	0.91 m	25°	28.75 kN/m^2	17.29 kN/m^3	Continua
b.	2 m	1 m	30°	0	17 kN/m^3	Continua
c.	3 m	2 m	30°	0	16.5 kN/m^3	Cuadrada

16.2 Una columna cuadrada de cimentación tiene que sostener una carga bruta admisible de 1805 kN ($FS = 3$). Dado: $D_f = 1.5$ m, $\gamma = 15.9$ kN/m^3, $\phi' = 34°$ y $c' = 0$. Utilice la ecuación de Terzaghi para determinar el tamaño de la cimentación (B).

16.3 Utilice la ecuación general de capacidad carga [ecuación (16.9)] para resolver lo siguiente:

a. Problema 16.1a
b. Problema 16.1b
c. Problema 16.lc

16.4 La carga aplicada sobre una cimentación cuadrada poco profunda forma un ángulo de 15º con la vertical. Dado: $B = 1.83$ m, $D_f = 0.91$ m, $\gamma = 18.08$ kN/m^3, $\phi' = 25°$ y $c' = 23.96$ kN/m^2. Utilice $FS = 4$ y determine la carga bruta admisible. Utilice la ecuación (16.9).

16.5 Una columna de cimentación (figura 16.18) es de 3 m × 2 m en el plano. Dado: $D_f = 1.5$ m, $\phi' = 25°$, $c' = 70$ kN/m^2. Usando la ecuación (16.9) y $FS = 3$, determine la carga neta admisible [véase la ecuación (16.16)] que la fundación podría sostener.

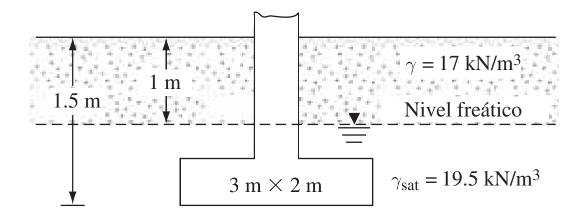


Figura 16.18

16.6 Para una cimentación cuadrada, esto es, $B \times B$ en el plano, $D_f = 2$ m, carga admisible bruta vertical, $Q_{adm} = 3330$ kN, $\gamma = 16.5$ kN/m^3, $\phi' = 30°$, $c' = 0$ y $FS = 4$. Determine el tamaño de la base. Utilice la ecuación (16.9).

16.7 En la figura 16.19 se muestra una cimentación cargada de forma excéntrica. Utilice $FS = 4$ y determine la carga máxima admisible que la cimentación puede soportar. Utilice el método de área efectiva de Meyerhof.

16.8 Para una cimentación continua cargada excéntricamente sobre la arena, dada $B = 1.8$ m, $D_f = 0.9$ m, $e/B = 0.12$ (excentricidad en una dirección), $\gamma = 16$ kN/m^3 y $\phi' = 35°$. Utilizando el método de factor de reducción, estime la carga última por unidad de longitud de la cimentación.

16.9 La cimentación superficial que se muestra en la figura 16.8 mide 1.2 m × 1.8 m y se somete a una carga centrada y un momento. Si $e_B = 0.12$ m, $e_L = 0.36$ m y la profundidad de la cimentación es de 1 m, determine la carga admisible que la cimentación

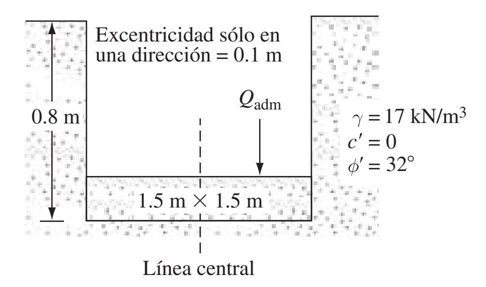


Figura 16.19

puede soportar. Utilice un factor de seguridad de 3. Para el suelo, se nos dice que el peso unitario $\gamma = 17$ kN/m^3, el ángulo de fricción $\phi' = 35°$ y la cohesión $c' = 0$.

16.10 Una losa de cimentación que mide 14 m × 9 m debe ser construida sobre una arcilla saturada. Para la arcilla, $c_u = 93$ kN/m^2 y $\phi = 0$. La profundidad, D_f, para la losa de cimentación es 2 m. Determine la capacidad última de carga neta.

16.11 Repita el problema 16.10 con lo siguiente:
- Losa de cimentación: $B = 8$ m, $L = 20$ m y $D_f = 2$ m
- Arcilla: $\phi = 0$ y $c_u = 130$ kN/m^2

16.12 Considere una losa de cimentación con dimensiones de 18 m × 12 m. La carga muerta y viva combinada sobre la losa es 44.5 MN. La losa será colocada sobre una arcilla con $c_u = 40.7$ kN/m^2 y $\gamma = 17.6$ kN/m^3. Encuentre la profundidad, D_f, de la losa para una cimentación completamente compensada.

16.13 Para la losa en el problema 16.12, ¿cuál será la profundidad, D_f, de la losa para $FS = 3$ contra la falla de la capacidad de carga?

Referencias

Caquot, A., and Kerisel, J. (1953). "Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulverulent," *Proceedings*, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, Vol. I, 336–337.

De Beer, E. E. (1970). "Experimental Determination of the Shape Factors and Bearing Capacity Factors of Sand," *Geotechnique*, Vol. 20, No. 4, 387–411.

Hanna, A. M., and Meyerhof, G. G. (1981). "Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18, No. 4, 599–603.

Hansen, J. B. (1970). "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," Danish Geotechnical Institute, *Bulletin* 28, Copenhagen.

Highter, W. H., and Anders, J. C. (1985). "Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 111, No. GT5, 659–665.

Kumbhojkar, A. S. (1993). "Numerical Evaluation of Terzaghi's N ," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 119, No. 3, 598–607.

Meyerhof, G. G. (1953). "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads," *Proceedings*, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, Vol. 1, 440–445.

Meyerhof, G. G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, No. 1, 16–26.

PRANDTL, L. (1921). "über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden," *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, Vol. 1, No. 1, 15–20.

PURKAYASTHA, R. D., and CHAR, R. A. N. (1977). "Stability Analysis of Eccentrically Loaded Footings," *Journal of Geotechnical Engineering Div*., ASCE, Vol. 103, No. 6, pp. 647–651.

REISSNER, H. (1924). "Zum Erddruckproblem," *Proceedings*, First International Congress of Applied Mechanics, Delft, 295–311.

TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.

VESIC, A. S. (1963). "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," *Highway Research Record No. 39*, National Academy of Sciences, 112–153.

VESIC, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," Journal of the Soil *Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1, 45–73.

CAPÍTULO 17

Asentamiento de cimentaciones poco profundas

17.1 Introducción

En el capítulo 16 se introdujo el concepto y el procedimiento de estimación de la capacidad última de carga de las cimentaciones poco profundas. Una cimentación puede fallar por falla de corte del suelo soportado. Sin embargo, antes de la ocurrencia de la falla de corte en el suelo, también es posible que una cimentación se someta a un asentamiento lo suficientemente grande para causar daño a una estructura y hacerla disfuncional para el fin para el que está diseñada. El asentamiento referido aquí puede ser de dos tipos:

- Asentamiento de consolidación (dependiente del tiempo) de la(s) capa(s) de arcilla ubicada(s) debajo de la cimentación, y
- Asentamiento elástico, que se produce más o menos en un corto tiempo después que la cimentación se somete a la carga estructural.

El asentamiento de consolidación fue discutido en detalle en el capítulo 9. Este capítulo tiene como propósito familiarizar a los lectores con el proceso de cálculo del asentamiento elástico de cimentaciones poco profundas. A los efectos de cálculo del asentamiento elástico, es importante señalar que, al menos en teoría, una cimentación podría considerarse totalmente flexible o totalmente rígida. Una cimentación cargada de manera uniforme, perfectamente flexible, descansando sobre un material elástico como arcilla saturada, tendrá un perfil de hundimiento como el que se muestra en la figura 17.1a debido a un asentamiento elástico. Sin embargo, si la cimentación es rígida y está descansando sobre un material elástico como arcilla, se somete a un asentamiento uniforme y la presión de contacto se redistribuirá (figura 17.1b).

17.2 Asentamiento elástico de cimentaciones en suelo de arcilla saturada ($\mu_s = 0.5$)

La figura 17.2 muestra una cimentación poco profunda que tiene un plano de $B \times L$. El fondo de la cimentación se encuentra a una profundidad de D_f. También una capa de roca/incompresible se encuentra a una profundidad H por debajo del fondo de la cimentación. El coeficiente

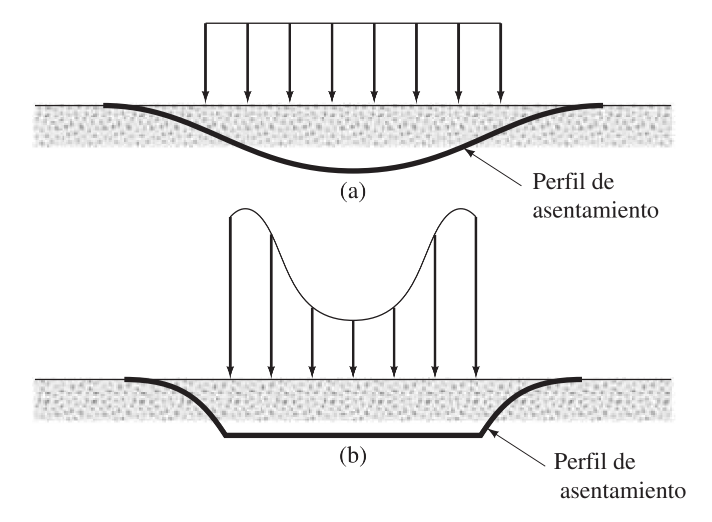


Figura 17.1 Perfil de asentamiento elástico y presión de contacto sobre arcilla: (a) cimentación flexible; (b) cimentación rígida

de Poisson y el módulo de elasticidad de la capa compresible son μ_s y E_s, respectivamente. La carga neta por unidad de área en el nivel de la cimentación es q_o.

Janbu *et al.* (1956) propusieron una relación generalizada para estimar el asentamiento elástico promedio de una cimentación flexible cargada uniformemente situada sobre arcilla saturada ($\mu_s = 0.5$).

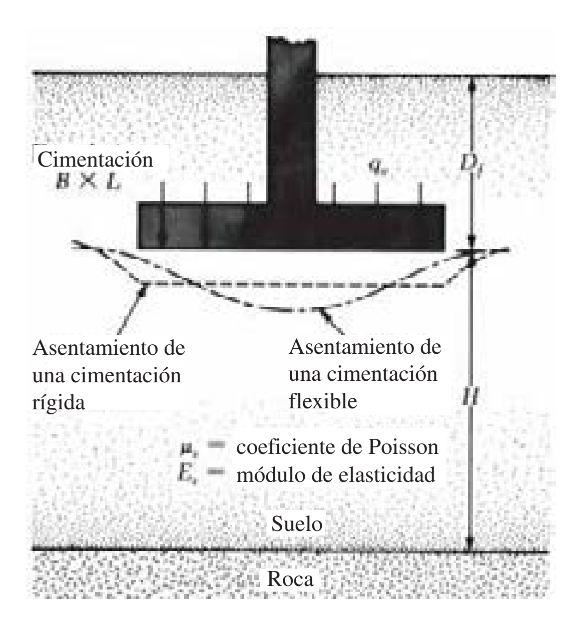


Figura 17.2 Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas

Esta relación incorpora (a) el efecto de empotramiento, D_f, y (b) el efecto de la existencia de una capa rígida a una profundidad somera, o

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_o B}{E_s} \tag{17.1}$$

donde

$$A_1 = f\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

y

$$A_2 = f\left(\frac{H}{B}, \frac{L}{B}\right)$$

Christian y Carrier (1978) hicieron una evaluación crítica de los factores A_1 y A_2, y los resultados se presentan en forma gráfica. Los valores interpolados de A_1 y A_2 de estas gráficas se dan en las tablas 17.1 y 17.2.

Tabla 17.1 Variación de A_1 con D_f/B [ecuación (17.1)]

D_f/B	A_1
0	1.0
2	0.9
4	0.88
6	0.875
8	0.87
10	0.865
12	0.863
14	0.860
16	0.856
18	0.854
20	0.850

Tabla 17.2 Variación de A_2 con L/B y H/B [ecuación (17.1)]

		L/B				
H/B	Círculo	1	2	5	10	∞
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.90	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.70	0.92	1.18	1.30	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.73	0.95	1.29	1.54	1.84

17.3 Asentamiento elástico basado en la teoría de la elasticidad

La figura 17.2 muestra una cimentación poco profunda sometida a una fuerza neta por unidad de área igual a q_o. Sean el coeficiente de Poisson y el módulo de elasticidad del suelo de soporte μ_s y E_s, respectivamente. Sobre la base de la teoría de la elasticidad, si la cimentación (figura 17.2) es perfectamente flexible, el asentamiento se puede expresar como

$$S_e = q_o(\alpha B')\frac{1-\mu_s^2}{E_s}I_s I_f \tag{17.2}$$

donde

q_o = presión neta aplicada sobre la cimentación
μ_s = coeficiente de Poisson para el suelo
E_s = módulo de elasticidad promedio del suelo debajo de la cimentación medido desde $z = 0$ hasta $z = 4B$
B' = $B/2$ para el centro de la cimentación
= B para la esquina de la cimentación
I_s = factor de forma (Steinbrenner, 1934)

$$= F_1 + \frac{1-2\mu_s}{1-\mu_s}F_2 \tag{17.3}$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi}(A_0 + A_1) \tag{17.4}$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi}\tan^{-1}A_2 \tag{17.5}$$

$$A_0 = m'\ln\frac{(1+\sqrt{m'^2+1})\sqrt{m'^2+n'^2}}{m'(1+\sqrt{m'^2+n'^2+1})} \tag{17.6}$$

$$A_1 = \ln\frac{(m'+\sqrt{m'^2+1})\sqrt{1+n'^2}}{m'+\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \tag{17.7}$$

$$A_2 = \frac{m'}{n'\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \tag{17.8}$$

$$I_f = \text{factor de profundidad (Fox, 1948)} = f\left(\frac{D_f}{B}, \mu_s \text{ y } \frac{L}{B}\right) \tag{17.9}$$

α = factor que depende de la ubicación de la cimentación en donde el asentamiento está siendo calculado

- Para el cálculo del asentamiento en el *centro* de la cimentación:

$$\alpha = 4$$

$$m' = \frac{L}{B}$$

$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)}$$

- Para el cálculo del asentamiento en la *esquina* de la cimentación:

$$\alpha = 1$$

$$m' = \frac{L}{B}$$

$$n' = \frac{H}{B}$$

Las variaciones de F_1 y F_2 [ecuaciones (17.4) y (17.5)] con m' y n' se dan en las tablas 17.3 y 17.4. También en la tabla 17.5 se dan la variación de I_f con D_f/B y μ_s. Note que *cuando* $D_f = 0$, *el valor de* $I_f = 1$ *en todos los casos*.

Tabla 17.3 Variación de F_1 con m' y n'

	m'									
n'	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.038	0.038	0.037	0.037
0.75	0.095	0.090	0.087	0.084	0.082	0.080	0.077	0.076	0.074	0.074
1.00	0.142	0.138	0.134	0.130	0.127	0.125	0.121	0.118	0.116	0.115
1.25	0.186	0.183	0.179	0.176	0.173	0.170	0.165	0.161	0.158	0.157
1.50	0.224	0.224	0.222	0.219	0.216	0.213	0.207	0.203	0.199	0.197
1.75	0.257	0.259	0.259	0.258	0.255	0.253	0.247	0.242	0.238	0.235
2.00	0.285	0.290	0.292	0.292	0.291	0.289	0.284	0.279	0.275	0.271
2.25	0.309	0.317	0.321	0.323	0.323	0.322	0.317	0.313	0.308	0.305
2.50	0.330	0.341	0.347	0.350	0.351	0.351	0.348	0.344	0.340	0.336
2.75	0.348	0.361	0.369	0.374	0.377	0.378	0.377	0.373	0.369	0.365
3.00	0.363	0.379	0.389	0.396	0.400	0.402	0.402	0.400	0.396	0.392
3.25	0.376	0.394	0.406	0.415	0.420	0.423	0.426	0.424	0.421	0.418
3.50	0.388	0.408	0.422	0.431	0.438	0.442	0.447	0.447	0.444	0.441
3.75	0.399	0.420	0.436	0.447	0.454	0.460	0.467	0.458	0.466	0.464
4.00	0.408	0.431	0.448	0.460	0.469	0.476	0.484	0.487	0.486	0.484
4.25	0.417	0.440	0.458	0.472	0.481	0.484	0.495	0.514	0.515	0.515
4.50	0.424	0.450	0.469	0.484	0.495	0.503	0.516	0.521	0.522	0.522
4.75	0.431	0.458	0.478	0.494	0.506	0.515	0.530	0.536	0.539	0.539
5.00	0.437	0.465	0.487	0.503	0.516	0.526	0.543	0.551	0.554	0.554
5.25	0.443	0.472	0.494	0.512	0.526	0.537	0.555	0.564	0.568	0.569
5.50	0.448	0.478	0.501	0.520	0.534	0.546	0.566	0.576	0.581	0.584
5.75	0.453	0.483	0.508	0.527	0.542	0.555	0.576	0.588	0.594	0.597
6.00	0.457	0.489	0.514	0.534	0.550	0.563	0.585	0.598	0.606	0.609
6.25	0.461	0.493	0.519	0.540	0.557	0.570	0.594	0.609	0.617	0.621
6.50	0.465	0.498	0.524	0.546	0.563	0.577	0.603	0.618	0.627	0.632
6.75	0.468	0.502	0.529	0.551	0.569	0.584	0.610	0.627	0.637	0.643
7.00	0.471	0.506	0.533	0.556	0.575	0.590	0.618	0.635	0.646	0.653
7.25	0.474	0.509	0.538	0.561	0.580	0.596	0.625	0.643	0.655	0.662
7.50	0.477	0.513	0.541	0.565	0.585	0.601	0.631	0.650	0.663	0.671
7.75	0.480	0.516	0.545	0.569	0.589	0.606	0.637	0.658	0.671	0.680

(*continúa*)

Tabla 17.3 *(continuación)*

	m'									
n'	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
8.00	0.482	0.519	0.549	0.573	0.594	0.611	0.643	0.664	0.678	0.688
8.25	0.485	0.522	0.552	0.577	0.598	0.615	0.648	0.670	0.685	0.695
8.50	0.487	0.524	0.555	0.580	0.601	0.619	0.653	0.676	0.692	0.703
8.75	0.489	0.527	0.558	0.583	0.605	0.623	0.658	0.682	0.698	0.710
9.00	0.491	0.529	0.560	0.587	0.609	0.627	0.663	0.687	0.705	0.716
9.25	0.493	0.531	0.563	0.589	0.612	0.631	0.667	0.693	0.710	0.723
9.50	0.495	0.533	0.565	0.592	0.615	0.634	0.671	0.697	0.716	0.719
9.75	0.496	0.536	0.568	0.595	0.618	0.638	0.675	0.702	0.721	0.735
10.00	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740
20.00	0.529	0.575	0.614	0.647	0.677	0.702	0.756	0.797	0.830	0.858
50.00	0.548	0.598	0.640	0.678	0.711	0.740	0.803	0.853	0.895	0.931
100.00	0.555	0.605	0.649	0.688	0.722	0.753	0.819	0.872	0.918	0.956

	m'									
n'	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
0.75	0.073	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.071	0.071	0.071
1.00	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
1.25	0.155	0.154	0.153	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.150
1.50	0.195	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
1.75	0.233	0.232	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.223	0.223	0.223
2.00	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
2.25	0.302	0.300	0.296	0.294	0.293	0.291	0.291	0.287	0.287	0.287
2.50	0.333	0.331	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.316	0.315	0.315
2.75	0.362	0.359	0.355	0.352	0.350	0.348	0.347	0.343	0.342	0.342
3.00	0.389	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
3.25	0.415	0.412	0.407	0.403	0.401	0.399	0.397	0.391	0.390	0.390
3.50	0.438	0.435	0.430	0.427	0.424	0.421	0.420	0.413	0.412	0.411
3.75	0.461	0.458	0.453	0.449	0.446	0.443	0.441	0.433	0.432	0.432
4.00	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
4.25	0.516	0.496	0.484	0.473	0.471	0.471	0.470	0.468	0.462	0.460
4.50	0.520	0.517	0.513	0.508	0.505	0.502	0.499	0.489	0.487	0.487
4.75	0.537	0.535	0.530	0.526	0.523	0.519	0.517	0.506	0.504	0.503
5.00	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
5.25	0.569	0.568	0.564	0.560	0.556	0.553	0.550	0.537	0.534	0.534
5.50	0.584	0.583	0.579	0.575	0.571	0.568	0.585	0.551	0.549	0.548
5.75	0.597	0.597	0.594	0.590	0.586	0.583	0.580	0.565	0.583	0.562
6.00	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
6.25	0.623	0.623	0.621	0.618	0.615	0.611	0.608	0.592	0.589	0.588
6.50	0.635	0.635	0.634	0.631	0.628	0.625	0.622	0.605	0.601	0.600
6.75	0.646	0.647	0.646	0.644	0.641	0.637	0.634	0.617	0.613	0.612
7.00	0.656	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623

(continúa)

Tabla 17.3 (*continuación*)

	m'									
n'	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
7.25	0.666	0.669	0.669	0.668	0.665	0.662	0.659	0.640	0.635	0.634
7.50	0.676	0.679	0.680	0.679	0.676	0.673	0.670	0.651	0.646	0.645
7.75	0.685	0.688	0.690	0.689	0.687	0.684	0.681	0.661	0.656	0.655
8.00	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
8.25	0.702	0.706	0.710	0.710	0.708	0.705	0.703	0.682	0.676	0.675
8.50	0.710	0.714	0.719	0.719	0.718	0.715	0.713	0.692	0.686	0.684
8.75	0.717	0.722	0.727	0.728	0.727	0.725	0.723	0.701	0.695	0.693
9.00	0.725	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
9.25	0.731	0.737	0.744	0.746	0.745	0.744	0.742	0.719	0.713	0.711
9.50	0.738	0.744	0.752	0.754	0.754	0.753	0.751	0.728	0.721	0.719
9.75	0.744	0.751	0.759	0.762	0.762	0.761	0.759	0.737	0.729	0.727
10.00	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
20.00	0.878	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
50.00	0.962	0.989	1.034	1.070	1.100	1.125	1.146	1.265	1.279	1.261
100.00	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209	1.408	1.489	1.499

Tabla 17.4 Variación de F_2 con m' y n'

	m'									
n'	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.049	0.050	0.051	0.051	0.051	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052
0.50	0.074	0.077	0.080	0.081	0.083	0.084	0.086	0.086	0.0878	0.087
0.75	0.083	0.089	0.093	0.097	0.099	0.101	0.104	0.106	0.107	0.108
1.00	0.083	0.091	0.098	0.102	0.106	0.109	0.114	0.117	0.119	0.120
1.25	0.080	0.089	0.096	0.102	0.107	0.111	0.118	0.122	0.125	0.127
1.50	0.075	0.084	0.093	0.099	0.105	0.110	0.118	0.124	0.128	0.130
1.75	0.069	0.079	0.088	0.095	0.101	0.107	0.117	0.123	0.128	0.131
2.00	0.064	0.074	0.083	0.090	0.097	0.102	0.114	0.121	0.127	0.131
2.25	0.059	0.069	0.077	0.085	0.092	0.098	0.110	0.119	0.125	0.130
2.50	0.055	0.064	0.073	0.080	0.087	0.093	0.106	0.115	0.122	0.127
2.75	0.051	0.060	0.068	0.076	0.082	0.089	0.102	0.111	0.119	0.125
3.00	0.048	0.056	0.064	0.071	0.078	0.084	0.097	0.108	0.116	0.122
3.25	0.045	0.053	0.060	0.067	0.074	0.080	0.093	0.104	0.112	0.119
3.50	0.042	0.050	0.057	0.064	0.070	0.076	0.089	0.100	0.109	0.116
3.75	0.040	0.047	0.054	0.060	0.067	0.073	0.086	0.096	0.105	0.113
4.00	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110
4.25	0.036	0.042	0.049	0.055	0.061	0.066	0.079	0.090	0.099	0.107
4.50	0.034	0.040	0.046	0.052	0.058	0.063	0.076	0.086	0.096	0.104
4.75	0.032	0.038	0.044	0.050	0.055	0.061	0.073	0.083	0.093	0.101
5.00	0.031	0.036	0.042	0.048	0.053	0.058	0.070	0.080	0.090	0.098
5.25	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.067	0.078	0.087	0.095
5.50	0.028	0.033	0.039	0.044	0.049	0.054	0.065	0.075	0.084	0.092
5.75	0.027	0.032	0.037	0.042	0.047	0.052	0.063	0.073	0.082	0.090

Tabla 17.4 (*continuación*)

	m′									
n′	**1.0**	**1.2**	**1.4**	**1.6**	**1.8**	**2.0**	**2.5**	**3.0**	**3.5**	**4.0**
6.00	0.026	0.031	0.036	0.040	0.045	0.050	0.060	0.070	0.079	0.087
6.25	0.025	0.030	0.034	0.039	0.044	0.048	0.058	0.068	0.077	0.085
6.50	0.024	0.029	0.033	0.038	0.042	0.046	0.056	0.066	0.075	0.083
6.75	0.023	0.028	0.032	0.036	0.041	0.045	0.055	0.064	0.073	0.080
7.00	0.022	0.027	0.031	0.035	0.039	0.043	0.053	0.062	0.071	0.078
7.25	0.022	0.026	0.030	0.034	0.038	0.042	0.051	0.060	0.069	0.076
7.50	0.021	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.050	0.059	0.067	0.074
7.75	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.039	0.048	0.057	0.065	0.072
8.00	0.020	0.023	0.027	0.031	0.035	0.038	0.047	0.055	0.063	0.071
8.25	0.019	0.023	0.026	0.030	0.034	0.037	0.046	0.054	0.062	0.069
8.50	0.018	0.022	0.026	0.029	0.033	0.036	0.045	0.053	0.060	0.067
8.75	0.018	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.043	0.051	0.059	0.066
9.00	0.017	0.021	0.024	0.028	0.031	0.034	0.042	0.050	0.057	0.064
9.25	0.017	0.020	0.024	0.027	0.030	0.033	0.041	0.049	0.056	0.063
9.50	0.017	0.020	0.023	0.026	0.029	0.033	0.040	0.048	0.055	0.061
9.75	0.016	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.039	0.047	0.054	0.060
10.00	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.038	0.046	0.052	0.059
20.00	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.020	0.024	0.027	0.031
50.00	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.008	0.010	0.011	0.013
100.00	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006

	m′									
n′	**4.5**	**5.0**	**6.0**	**7.0**	**8.0**	**9.0**	**10.0**	**25.0**	**50.0**	**100.0**
0.25	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053
0.50	0.087	0.087	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
0.75	0.109	0.109	0.109	0.110	0.110	0.110	0.110	0.111	0.111	0.111
1.00	0.121	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.25	0.128	0.130	0.131	0.132	0.132	0.133	0.133	0.134	0.134	0.134
1.50	0.132	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
1.75	0.134	0.136	0.138	0.140	0.141	0.142	0.142	0.144	0.144	0.145
2.00	0.134	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
2.25	0.133	0.136	0.140	0.142	0.144	0.145	0.146	0.149	0.150	0.150
2.50	0.132	0.135	0.139	0.142	0.144	0.146	0.147	0.151	0.151	0.151
2.75	0.130	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.147	0.152	0.152	0.153
3.00	0.127	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
3.25	0.125	0.129	0.135	0.140	0.143	0.145	0.147	0.153	0.154	0.154
3.50	0.122	0.126	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.153	0.155	0.155
3.75	0.119	0.124	0.131	0.137	0.141	0.143	0.145	0.154	0.155	0.155
4.00	0.116	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
4.25	0.113	0.119	0.127	0.133	0.138	0.141	0.144	0.154	0.156	0.156
4.50	0.110	0.116	0.125	0.131	0.136	0.140	0.143	0.154	0.156	0.156
4.75	0.107	0.113	0.123	0.130	0.135	0.139	0.142	0.154	0.156	0.157
5.00	0.105	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
5.25	0.102	0.108	0.118	0.126	0.131	0.136	0.139	0.154	0.156	0.157

(*continúa*)

Tabla 17.4 (*continuación*)

	m'									
n'	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
5.50	0.099	0.106	0.116	0.124	0.130	0.134	0.138	0.154	0.156	0.157
5.75	0.097	0.103	0.113	0.122	0.128	0.133	0.136	0.154	0.157	0.157
6.00	0.094	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
6.25	0.092	0.098	0.109	0.118	0.124	0.129	0.134	0.153	0.157	0.158
6.50	0.090	0.096	0.107	0.116	0.122	0.128	0.132	0.153	0.157	0.158
6.75	0.087	0.094	0.105	0.114	0.121	0.126	0.131	0.153	0.157	0.158
7.00	0.085	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
7.25	0.083	0.090	0.101	0.110	0.117	0.123	0.128	0.152	0.157	0.158
7.50	0.081	0.088	0.099	0.108	0.115	0.121	0.126	0.152	0.156	0.158
7.75	0.079	0.086	0.097	0.106	0.114	0.120	0.125	0.151	0.156	0.158
8.00	0.077	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
8.25	0.076	0.082	0.093	0.102	0.110	0.117	0.122	0.150	0.156	0.158
8.50	0.074	0.080	0.091	0.101	0.108	0.115	0.121	0.150	0.156	0.158
8.75	0.072	0.078	0.089	0.099	0.107	0.114	0.119	0.150	0.156	0.158
9.00	0.071	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
9.25	0.069	0.075	0.086	0.096	0.104	0.110	0.116	0.149	0.156	0.158
9.50	0.068	0.074	0.085	0.094	0.102	0.109	0.115	0.148	0.156	0.158
9.75	0.066	0.072	0.083	0.092	0.100	0.107	0.113	0.148	0.156	0.158
10.00	0.065	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.00	0.035	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
50.00	0.014	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.071	0.113	0.142
100.00	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.039	0.071	0.113

Tabla 17.5 Variación de I_f con D_f/B, B/L y μ_s

		B/L		
μ_s	D_f/B	0.2	0.5	1.0
0.3	0.2	0.95	0.93	0.90
	0.4	0.90	0.86	0.81
	0.6	0.85	0.80	0.74
	1.0	0.78	0.71	0.65
0.4	0.2	0.97	0.96	0.93
	0.4	0.93	0.89	0.85
	0.6	0.89	0.84	0.78
	1.0	0.82	0.75	0.69
0.5	0.2	0.99	0.98	0.96
	0.4	0.95	0.93	0.89
	0.6	0.92	0.87	0.82
	1.0	0.85	0.79	0.72

El asentamiento elástico de una *cimentación rígida* puede ser estimado como

$$S_{e\,(\text{rígida})} \approx 0.93 S_{e\,(\text{flexible, centro})} \tag{17.10}$$

Debido a la naturaleza no homogénea de los depósitos de suelo, la magnitud de E_s puede variar con la profundidad. Por esa razón, Bowles (1987) recomienda el uso de un valor medio ponderado de E_s en la ecuación (17.2), o

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\bar{z}} \tag{17.11}$$

donde

$E_{s(i)}$ = módulo de elasticidad del suelo dentro de una profundidad Δz
z = H o $5B$, el que sea menor

Ejemplo 17.1

En la figura 17.3 se muestra una cimentación rígida poco profunda de 1 m × 2 m. Calcule el asentamiento elástico en el centro del asentamiento.

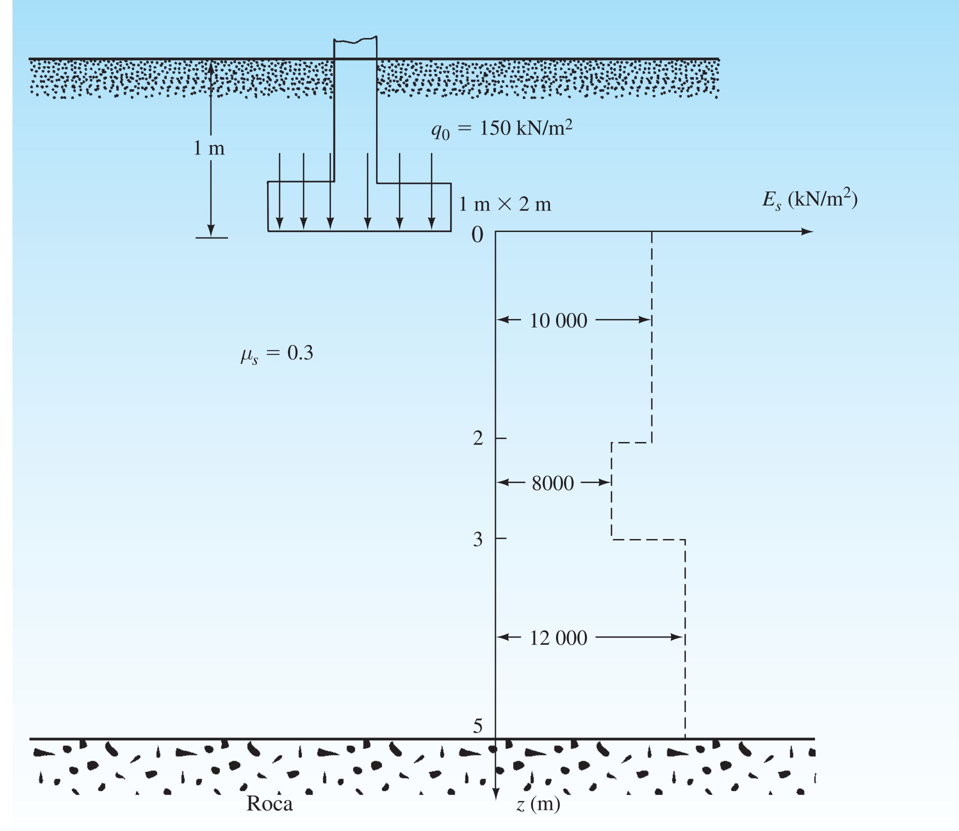


Figura 17.3

Solución

Dados $B = 1$ m y $L = 2$ m, se tiene que $\bar{z} = 5$ m $= 5B$. De la ecuación (17.11)

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)}\Delta z}{\bar{z}}$$

$$= \frac{(10\,000)(2) + (8000)(1) + (12\,000)(2)}{5} = 10\,400 \text{ kN/m}^2$$

Para el *centro de la cimentación*

$$\alpha = 4$$

$$m' = \frac{L}{B} = \frac{2}{1} = 2$$

$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)} = \frac{5}{\left(\frac{1}{2}\right)} = 10$$

De las tablas 17.3 y 17.4, $F_1 = 0.641$ y $F_2 = 0.031$. De la ecuación 17.3

$$I_s = F_1 + \frac{2 - \mu_s}{1 - \mu_s} F_2$$

$$= 0.641 + \frac{2 - 0.3}{1 - 0.3}(0.031) = 0.716$$

Otra vez, $\frac{D_f}{B} = \frac{1}{1} = 1$, $\frac{L}{B} = 2$, $\mu_s = 0.3$. De la tabla 17.5, $I_f = 0.71$. Por lo tanto,

$$S_{e\,(\text{flexible})} = q_o(\alpha B')\frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

$$= (150)\left(4 \times \frac{1}{2}\right)\left(\frac{1 - 0.3^2}{10\,400}\right)(0.716)(0.71) = 0.0133 \text{ m} = 13.3 \text{ mm}$$

Ya que la cimentación es rígida, de la ecuación (17.10)

$$S_{e\,(\text{rígida})} = (0.93)(13.3) = \mathbf{12.4\ mm}$$

17.4 Rango de parámetros de los materiales para el cálculo del asentamiento elástico

La sección 17.3 presenta la ecuación para calcular el asentamiento elástico de las cimentaciones. La ecuación contiene los parámetros elásticos, como E_s y μ_s. Si los resultados de las pruebas de laboratorio para estos parámetros no están disponibles, tienen que hacerse algunas suposiciones realistas. La tabla 17.6 da el intervalo aproximado de los parámetros elásticos para distintos tipos de suelo.

Tabla 17.6 Parámetros elásticos para varios tipos de suelo

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s (MN/m2)	Coeficiente de Poisson, μ_s
Arena suelta	10–25	0.20–0.40
Arena semi-densa	15–30	0.25–0.40
Arena densa	35–55	0.30–0.45
Arena limosa	10–20	0.20–0.40
Arena y grava	70–170	0.15–0.35
Arcilla blanda	4–20	
Arcilla media	20–40	0.20–0.50
Arcilla dura	40–100	

17.5 Asentamiento de suelo arenoso: uso del factor de influencia de la deformación unitaria

El asentamiento de los suelos granulares también puede ser evaluado por el uso de un *factor de influencia de la deformación unitaria* semi-empírico propuesto por Schmertmann *et al.* (1978). Según este método, la solución es

$$S_e = C_1 C_2(\bar{q} - q) \sum_{0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \tag{17.12}$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación $= 1 - 0.5\,[q/(\bar{q} - q)]$
C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo $= 1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

La variación recomendada del factor de influencia de la deformación unitaria I_z para las cimentaciones con ($L/B = 1$) o circulares y las cimentaciones con $L/B \geq 10$ se muestran en la figura 17.4. Los diagramas de I_z para $1 < L/B < 10$ se pueden interpolar.

Se debe considerar que el valor máximo de I_z [es decir, $I_{z(m)}$] se produce en $z = z_1$ y luego se reduce a cero en $z = z_2$. El valor máximo de I_z puede ser calculado como

$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(1)}}} \tag{17.13}$$

donde

$q'_{z(1)}$ = esfuerzo efectivo a una profundidad de z_1 antes de la construcción de la cimentación

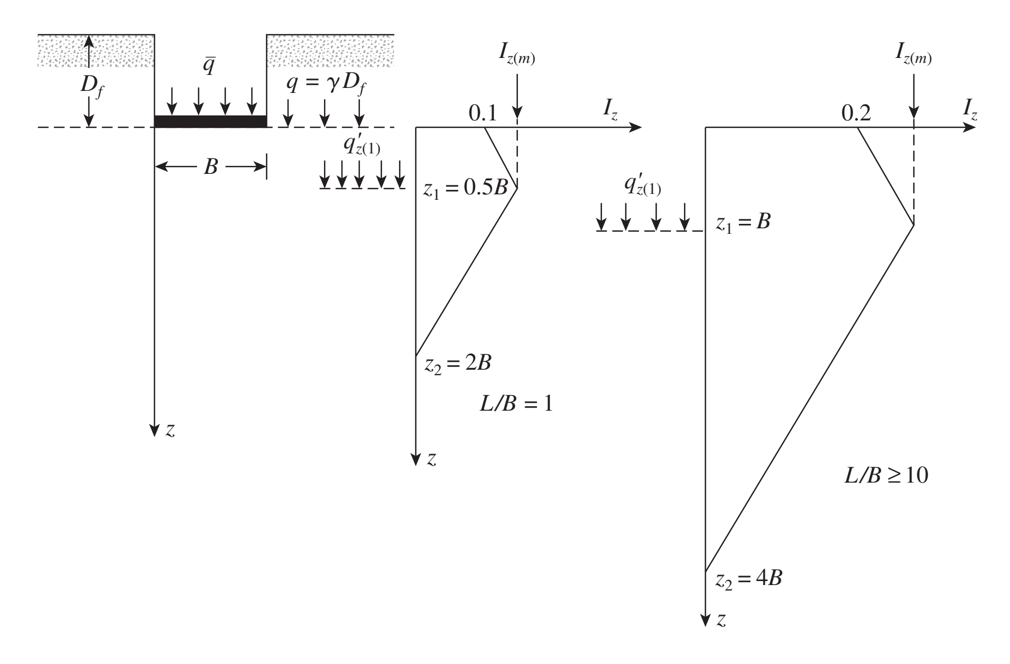


Figura 17.4 Variación del factor de influencia de la deformación unitaria con la profundidad y L/B

Las siguientes relaciones son sugeridas por Salgado (2008) para la interpolación de I_z en $z = 0$, z_1/B y z_2/B para cimentaciones rectangulares.

- I_z en $z = 0$

$$I_z = 0.1 + 0.0111\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 0.2 \tag{17.14}$$

- Variación de z_1/B para $I_{z(m)}$

$$\frac{z_1}{B} = 0.5 + 0.0555\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 1 \tag{17.15}$$

- Variación de z_2/B

$$\frac{z_2}{B} = 2 + 0.222\left(\frac{L}{B} - 1\right) \leq 4 \tag{17.16}$$

Schmertmann *et al.* (1978) sugirieron que

$$E_s = 2.5q_c \text{ (para cimentaciones cuadradas)} \tag{17.17}$$

y

$$E_s = 3.5q_c \text{ (para } L/B \geq 10) \tag{17.18}$$

donde q_c = resistencia a la penetración de cono.

Parece razonable para escribir (Terzaghi *et al.*, 1996)

$$E_{s(\text{rectángulo})} = \left(1 + 0.4\log\frac{L}{B}\right)E_{s(\text{cuadrado})} \tag{17.19}$$

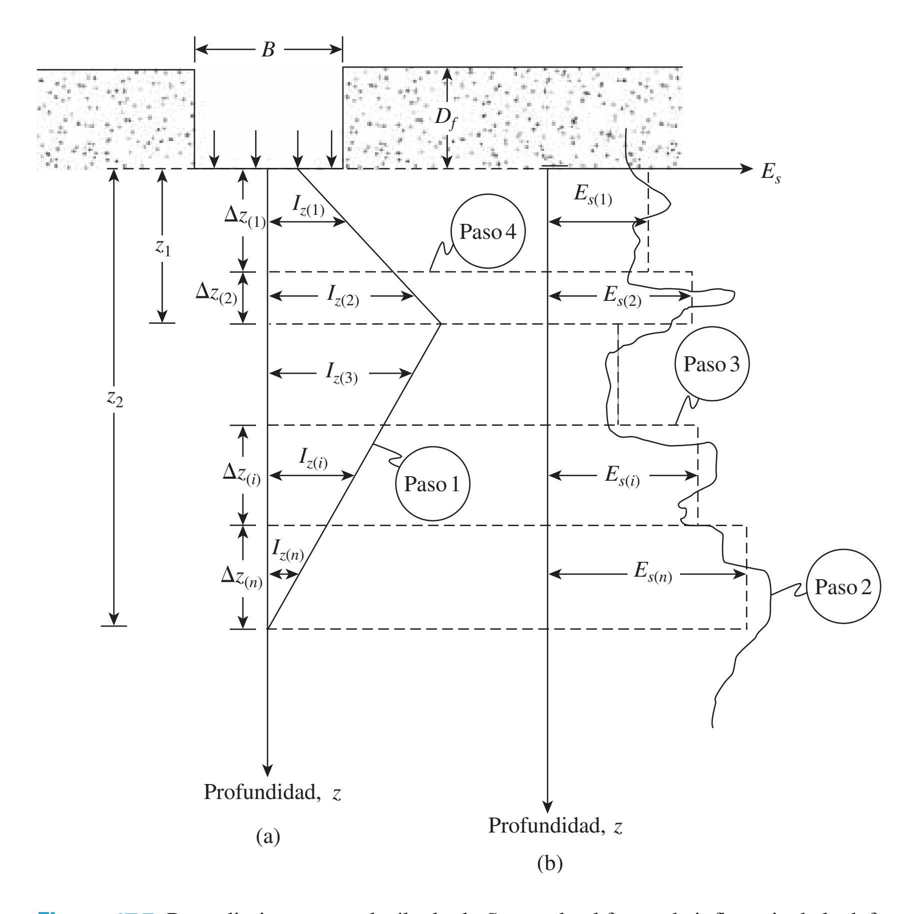


Figura 17.5 Procedimiento para el cálculo de S_e usando el factor de influencia de la deformación unitaria

El procedimiento para el cálculo del asentamiento elástico utilizando la ecuación (17.12) se da aquí (figura 17.5).

Paso 1. Trazar la cimentación y la variación de I_z con la profundidad a escala (figura 17.5a).

Paso 2. Usar la correlación de resistencia a la penetración estándar (N_{60}) o resistencia de penetración de cono (q_c), trazar la variación real de E_s con la profundidad (figura 17.5b).

Paso 3. Aproximar la variación real de E_s dentro de un número de capas de suelo que tienen una constante de E_s, como $E_{s(1)}$, $E_{s(2)}$, . . . , $E_{s(i)}$, . . . $E_{s(n)}$ (figura 17.5b).

Paso 4. Dividir la capa de suelo desde $z = 0$ hasta $z = z_2$ en un número de capas por el trazado de líneas horizontales. El número de capas depende de la interrupción de la continuidad en los diagramas de I_z y E_s.

Paso 5. Preparar una tabla (como la tabla 17.7) para obtener $\sum \frac{I_z}{E_s}\Delta z$.

Paso 6. Calcular C_1 y C_2.

Paso 7. Calcular S_e a partir de la ecuación (17.12).

Tabla 17.7 Cálculo de $\sum \frac{I_z}{E_s}\Delta z$

Número de capa	Δz	E_s	I_z a la mitad de la capa	$\frac{I_z}{E_s}\Delta z$
1	$\Delta z_{(1)}$	$E_{s(1)}$	$I_{z(1)}$	$\frac{I_{z\,(1)}}{E_{s(1)}}\Delta z_1$
2	$\Delta z_{(2)}$	$E_{s(2)}$	$I_{z(2)}$	
⋮	⋮	⋮	⋮	
i	$\Delta z_{(i)}$	$E_{s(i)}$	$I_{z(i)}$	$\frac{I_{z(i)}}{E_{s(i)}}\Delta z_i$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
n	$\Delta z_{(n)}$	$E_{s(n)}$	$I_{z(n)}$	$\frac{I_{z(n)}}{E_{s(n)}}\Delta z_n$
				$\sum \frac{I_z}{E_s}\Delta z$

Ejemplo 17.2

Considere una cimentación rectangular de 2 m × 4 m en el plano a una profundidad de 1.2 m en un depósito de arena, como se muestra en la figura 17.6a. Se tiene: γ = 17.5 kN/m^3; $\overline{q}$ = 145 kN/m^2 y la siguiente variación aproximada de q_c con z:

z (m)	q_c (kN/m^2)
0–0.5	2250
0.5–2.5	3430
2.5–5.0	2950

Estime el asentamiento elástico de la cimentación usando el método del factor de influencia de la deformación unitaria.

Solución

De la ecuación (17.15)

$$\frac{z_1}{B} = 0.5 + 0.0555\left(\frac{L}{B} - 1\right) = 0.5 + 0.0555\left(\frac{4}{2} - 1\right) \approx 0.56$$

$$z_1 = (0.56)(2) = 1.12 \text{ m}$$

De la ecuación (17.16)

$$\frac{z_2}{B} = 2 + 0.222\left(\frac{L}{B} - 1\right) = 2 + 0.222(2 - 1) = 2.22$$

$$z_2 = (2.22)(2) = 4.44 \text{ m}$$

De la ecuación (17.14), con $z = 0$,

$$I_z = 0.1 + 0.0111\left(\frac{L}{B} - 1\right) = 0.1 + 0.0111\left(\frac{4}{2} - 1\right) \approx 0.11$$

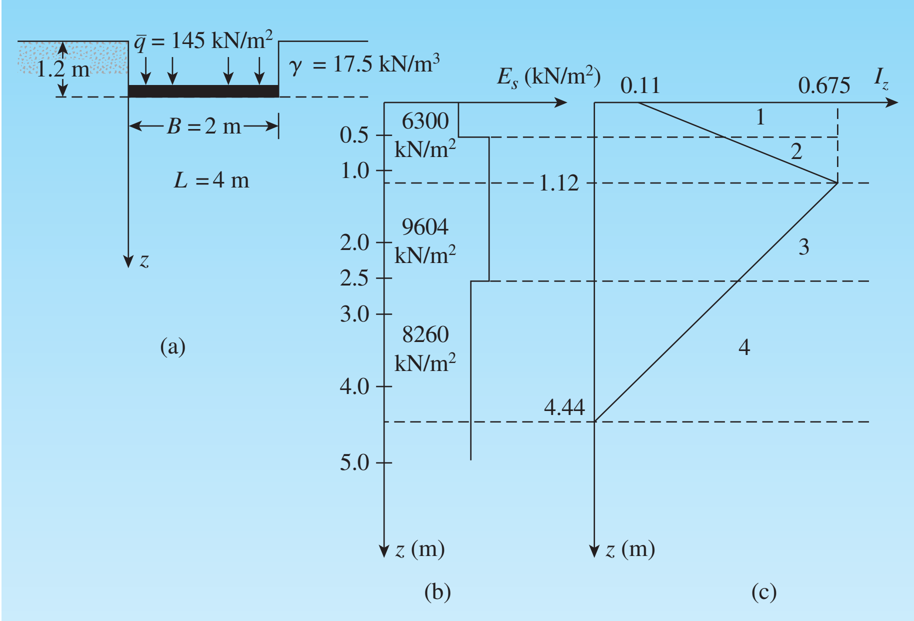


Figura 17.6

De la ecuación (17.13),

$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(1)}}} = 0.5 + 0.1\left[\frac{145 - (1.2 \times 17.5)}{(1.2 + 1.12)(17.5)}\right]^{0.5} = 0.675$$

La gráfica de I_z contra z se muestra en la figura 17.6c. Nuevamente, de la ecuación (17.19)

$$E_{s(\text{rectángulo})} = \left(1 + 0.4\log\frac{L}{B}\right)E_{s(\text{cuadrado})} = \left[1 + 0.4\log\left(\frac{4}{2}\right)\right](2.5 \times q_c) = 2.8q_c$$

Por lo tanto, la variación aproximada de E_s con z queda de la siguiente manera

z (m)	**q_c (kN/m²)**	**E_s (kN/m²)**
0–0.5	2250	6300
0.5–2.5	3430	9604
2.5–5.0	2950	8260

La gráfica de E_s contra z se muestra en la figura 17.6b.

La capa de suelo se divide en cuatro, como se muestra en las figuras 17.6b y 17.6c. Ahora, se puede preparar la tabla siguiente.

Número de capa	**Δz (m)**	**E_s (kN/m²)**	**I_z a la mitad de la capa**	**$\frac{I_z}{E_s}\Delta z$ (m²/kN)**
1	0.50	6300	0.236	1.87×10^{-5}
2	0.62	9604	0.519	3.35×10^{-5}
3	1.38	9604	0.535	7.68×10^{-5}
4	1.94	8260	0.197	4.62×10^{-5}
				$\Sigma 17.52 \times 10^{-5}$

$$S_e = C_1 C_2(\bar{q} - q)\Sigma \frac{I_z}{E_s}\Delta z$$

$$C_1 = 1 - 0.5\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) = 1 - 0.5\left(\frac{21}{145 - 21}\right) = 0.915$$

Suponiendo que el tiempo de fluencia es de 10 años, entonces

$$C_2 = 1 + 0.2\log\left(\frac{10}{0.1}\right) = 1.4$$

Por lo tanto,

$$S_e = (0.915)(1.4)(145 - 21)(17.52 \times 10^{-5}) = 2783 \times 10^{-5}\text{m} = \mathbf{27.83\ mm}$$

17.6 Carga admisible para zapatas continuas en arena considerando el asentamiento

Meyerhof (1956) propuso una correlación de la *presión de carga admisible neta* para las fundaciones con la resistencia a la penetración estándar, N_{60}. La presión admisible neta puede ser definida como

$$q_{\text{adm(neta)}} = q_{\text{adm}} - \gamma D_f \tag{17.20}$$

Desde que Meyerhof propuso su correlación original, los investigadores han observado que sus resultados son más bien conservadores. Más tarde, Meyerhof (1965) sugirió que la presión de carga admisible neta se debe aumentar en aproximadamente un 50%. Bowles (1977) propuso que la forma modificada de las ecuaciones de la presión de carga puede expresarse como

$$q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2) = \frac{N_{60}}{0.05} F_d \left(\frac{S_e}{25}\right) (\text{para } B \leq 1.22 \text{ m}) \tag{17.21}$$

y

$$q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2) = \frac{N_{60}}{0.08} \left(\frac{B + 0.3}{B}\right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25}\right) (\text{para } B > 1.22 \text{ m}) \tag{17.22}$$

donde

N_{60} = resistencia a la penetración estándar de campo
F_d = factor de profundidad = $1 + 0.33\,(D_f/B) \leq 1.33$ (17.23)
S_e = asentamiento tolerable (mm)
B = ancho (m)

Las relaciones empíricas que acabamos de presentar pueden plantear algunas preguntas. Por ejemplo, ¿qué valor del número de penetración estándar se debe usar?, ¿cuál es el efecto del nivel freático en la capacidad de carga admisible neta? El valor de diseño de N_{60} se debe determinar teniendo en cuenta los valores de N_{60} para una profundidad de $2B$ a $3B$, medida desde el fondo de la cimentación. Muchos ingenieros también son de la opinión que el valor N_{60} se debe reducir un poco si el nivel freático está cerca de la base. Sin embargo, el autor cree que esta reducción no es necesaria porque la resistencia a la penetración refleja la ubicación del nivel freático.

17.7 Presión de carga admisible de una losa de cimentación en arena

La ecuación (17.22) en la sección 17.6 para una zapata continua sobre arena también puede ser utilizada para losas de cimentación. Sin embargo, para éstas, B es grande. Por lo tanto, la ecuación (17.22) se puede aproximar como

$$
\begin{aligned}
q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2) &= \frac{N_{60}}{0.08} F_d \left(\frac{S_e}{25}\right) \\
&= \frac{N_{60}}{0.08}\left[1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left[\frac{S_e(\text{mm})}{25}\right] \\
&\leq 16.63\, N_{60}\left[\frac{S_e(\text{mm})}{25}\right]
\end{aligned}
\tag{17.24}
$$

Hay que observar que la ecuación inicial (17.22) fue formulada para un asentamiento de 25 mm con un asentamiento diferencial de alrededor de 19 mm. Sin embargo, los anchos de las losas de cimentación son más grandes que las zapatas aisladas. La profundidad del esfuerzo significativo aumenta dentro del suelo por debajo de una cimentación, dependiendo de la anchura de ésta. Por lo tanto, para una losa de cimentación es probable que la profundidad de la zona de influencia sea mucho más grande que la de una zapata continua. Por ello, los filones de suelo suelto bajo una losa se pueden distribuir de manera más uniforme, lo que resulta en un asentamiento diferencial más pequeño. Así, la suposición habitual es que, para un asentamiento máximo de 50 mm de las losas, el asentamiento diferencial sería de 19 mm. Usando esta lógica y suponiendo conservadoramente que F_d es igual a 1, la ecuación (17.25) puede aproximarse como

$$q_{\text{adm(neta)}} = q_{\text{neta}}(\text{kN/m}^2) \approx 25N_{60} \tag{17.25}$$

Ejemplo 17.3

¿Cuál será la capacidad de carga admisible neta de una losa de cimentación con dimensiones de 13 m × 9 m construida sobre un depósito de arena? Aquí, $D_f = 2$ m, asentamiento permitido = 25 mm y número promedio de penetración $N_{60} = 10$.

Solución

De la ecuación (17.24), se tiene

$$
\begin{aligned}
q_{\text{adm(neta)}} &= \frac{N_{60}}{0.08}\left[1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left[\frac{S_e}{25}\right] \leq 16.63\, N_{60}\left[\frac{S_e}{25}\right] \\
&= \frac{10}{0.08}\left[1 + \frac{(0.33)(2)}{9}\right]\left(\frac{25}{25}\right) \approx \mathbf{134\ kN/m^2}
\end{aligned}
$$

17.8 Resumen

A continuación se presenta un resumen de los temas tratados en este capítulo.

1. El asentamiento elástico de cimentaciones en suelo de arcilla saturada, para el que el coeficiente de Poisson es 0.5, se puede estimar mediante el uso de la ecuación (17.1).
2. Con base en la teoría de la elasticidad, el asentamiento elástico de una cimentación perfectamente flexible se puede estimar mediante el uso de la ecuación (17.2). Para una cimentación rígida

$$S_{e(\text{rígido})} \approx 0.93 S_{e(\text{flexible, centro})}$$

3. El factor de influencia de la deformación unitaria es una técnica semi-empírica para estimar el asentamiento elástico de una cimentación que descansa sobre un suelo granular (sección 17.5).
4. Los números de penetración estándar (N_{60}) se pueden utilizar para estimar la presión de carga admisible neta (para un nivel dado de asentamiento) de zapatas y losas de cimentación (secciones 17.6 y 17.7).

Problemas

17.1 Una zona de carga flexible planificada (vea la figura 17.7) debe ser de 2 m × 3.2 m y llevar una carga uniformemente distribuida de 210 kN/m^2. Estime el asentamiento elástico debajo del centro de la zona de carga. Suponga que D_f = 1.6 m y $H = \infty$. Utilice la ecuación (17.2).

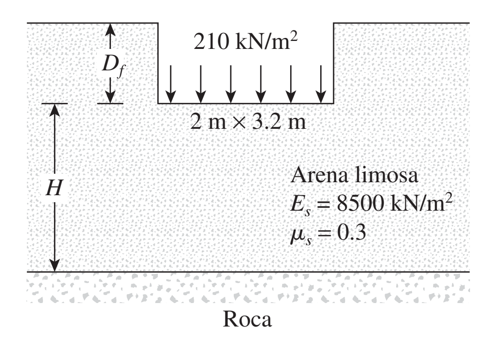


Figura 17.7

17.2 Repita el problema 17.1 suponiendo que D_f = 1.2 m y H = 4 m.

17.3 Considere una cimentación flexible que mide 1.52 m × 3.05 m en un plano sobre una arcilla saturada blanda (μ_s = 0.5). La profundidad de la cimentación es de 1.22 m. Una capa de roca se encuentra a 12.2 m por debajo del fondo de la cimentación. Se tiene: q_o = 144 kN/m^2, y para la arcilla, E_s = 12 938 kN/m^2. Determine el asentamiento elástico promedio de la cimentación. Utilice la ecuación (17.1).

17.4 La figura 17.2 muestra una cimentación de 3.05 m × 1.91 m apoyada sobre un depósito de arena. La carga neta por unidad de área a nivel de la cimentación, q_o, es de 144 kN/m^2. Para la arena, μ_s = 0.3, E_s = 22 080 kN/m^2, D_f = 0.76 m y H = 9.76 m. Suponga que la cimentación es rígida y determine el asentamiento elástico que experimentaría. Utilice las ecuaciones (17.2) y (17.10).

17.5 Repita el problema 17.4 para una cimentación de tamaño = 1.8 m × 1.8 m y con q_o = 190 kN/m^2, D_f = 1.0 m, H = 15 m, y las condiciones del suelo de μ_s = 0.4, E_s = 15 400 kN/m^2 y γ = 17 kN/m^3.

17.6 Resuelva el problema 17.4 con la ecuación (17.12). Para el factor de corrección, C_2, utilice un tiempo de 5 años para la fluencia, y para el peso unitario del suelo utilice γ = 18.08 kN/m^3.

17.7 En la figura 17.8 se muestra una cimentación continua sobre un depósito de una capa de arena, junto con la variación del módulo de elasticidad del suelo (E_s). Suponiendo que γ = 18 kN/m^3 y C_2 durante 10 años, calcule el asentamiento elástico de la cimentación utilizando el método del factor de influencia de la deformación unitaria.

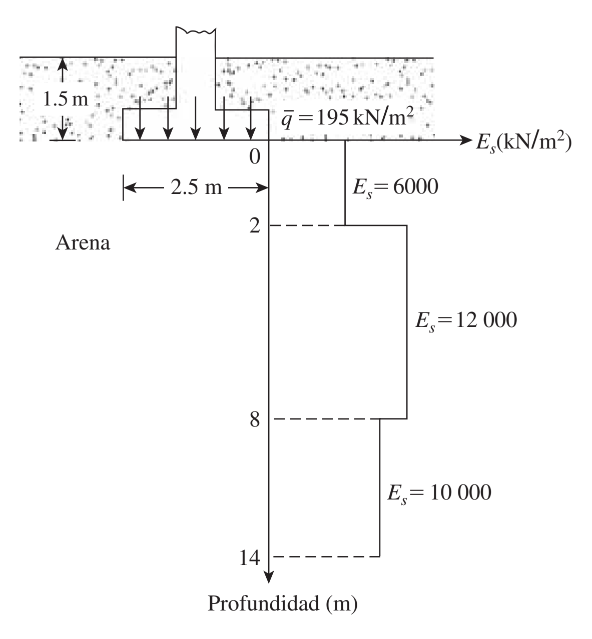


Figura 17.8

17.8 A continuación se muestran los resultados de pruebas de penetración estándar en un depósito de suelo granular.

Profundidad (m)	**Número de penetración estándar, N_{60}**
1.5	10
3.0	12
4.5	9
6.0	14
7.5	16

¿Cuál será la capacidad de carga admisible neta de una cimentación planeada para ser de 1.5 m × 1.5 m? Sean D_f = 1 m y el asentamiento permisible = 25 mm, utilizando las relaciones que se presentan en la sección 17.6.

17.9 Se va a construir una cimentación cuadrada de poca profundidad para una columna. Debe soportar una carga vertical neta de 1000 kN. El suelo de apoyo de la cimentación es arena. Los números de penetración estándar (N_{60}) obtenidos a partir de la exploración de campo son los siguientes:

Profundidad (m)	N_{60}
2	4
4	7
6	12
8	12
10	16
12	13
14	12
16	14
18	18

El nivel freático se encuentra a una profundidad de 12 m. El peso unitario del suelo por encima y por abajo de él es de 15.7 kN/m^3 y 18.8 kN/m^3, respectivamente. Suponiendo que la profundidad de la cimentación será de 1.5 m y el asentamiento tolerable es de 25 mm, determine el tamaño de la cimentación.

Referencias

BOWLES, J. E. (1977). *Foundation Analysis and Design*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.

BOWLES, J. E. (1987). "Elastic Foundation Settlement on Sand Deposits," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 8, 846–860.

CHRISTIAN, J. T., and CARRIER,W. D. (1978). "Janbu, Bjerrum, and Kjaernsli′s Chart Reinterpreted," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, 124–128.

FOX, E. N. (1948). "The Mean Elastic Settlement of a Uniformaly Loaded Area at a Depth Below the Ground Surface," *Proceedings*, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 1, pp. 129–132.

JANBU N., BJERRUM, L., and KJAERNSLI, B. (1956). "Veiledning vedlosning av fundamentering—soppgaver," *Publication No. 18*, Norwegian Geotechnical Institute, 30–32.

MEYERHOF, G. G. (1956). "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 82, No. SM1, 1–19.

MEYERHOF, G. G. (1965). "Shallow Foundations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 91, No. SM2, 21–31.

SALGADO, R. (2008). *The Engineering of Foundations*, McGraw-Hill, New York. SCHMERTMANN, J. H. (1970). "Static Cone to Compute Settlement Over Sand," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM3, 1011–1043.

SCHMERTMANN, J. H., HARTMAN, J. P., and BROWN, P. R. (1978). "Improved Strain Influence Factor Diagrams," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. GT8, 113–1135.

STEINBRENNER,W. (1934). "Tafeln zur Setzungsberechnung," *Die Strasse*, Vol. 1, pp. 121–124.

TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.

TERZAGHI, K., and PECK, R. B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed.,Wiley, New York.

TERZAGHI, K., PECK, R. B., and MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering practice*, 3rd Edition, Wiley, New York.

VESIC, A. S. (1963). "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," *Highway Research Record No. 39*, National Academy of Sciences, 112–153.

VESIC, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1, 45–73.

CAPÍTULO 18

Pilotes de cimentación

18.1 Introducción

Los pilotes son elementos estructurales de acero, concreto y madera. En contraste con las zapatas continuas y losas de cimentación que son cimentaciones poco profundas (capítulos 16 y 17), los pilotes de cimentación se consideran para cimentaciones profundas y más costosas. A pesar del costo, el uso de pilotes es a menudo necesario para garantizar la seguridad estructural. En este capítulo vamos a discutir:

- Diferentes tipos de pilotes y sus características estructurales
- Instalación de los pilotes
- Capacidad de carga de los pilotes
- Asentamiento elástico y consolidación de los pilotes

18.2 Necesidad de los pilotes de cimentación

Los pilotes de cimentación son necesarios en circunstancias especiales. Las siguientes son algunas situaciones en las que los pilotes pueden ser considerados para la construcción de una cimentación.

1. Cuando la(s) capa(s) superior(es) del suelo es (son) altamente compresible(s) y demasiado débil(es) para soportar la carga transmitida por la superestructura, los pilotes se utilizan para transmitir la carga al lecho de roca subyacente o una capa de suelo más fuerte, como se muestra en la figura 18.1a. Cuando no se encuentra lecho de roca a una profundidad razonable, los pilotes se utilizan para transmitir gradualmente la carga estructural al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia de fricción desarrollada en la interfase suelo-pilote (figura 18.1b).
2. Cuando se someten a fuerzas horizontales (véase la figura 18.1c), los pilotes resisten flexionándose sin dejar de soportar la carga vertical transmitida por la superestructura. Esta situación se encuentra generalmente en el diseño y construcción de estructuras para la retención de tierra y cimentaciones de las estructuras altas que están sometidas a fuertes vientos y/o fuerzas sísmicas.

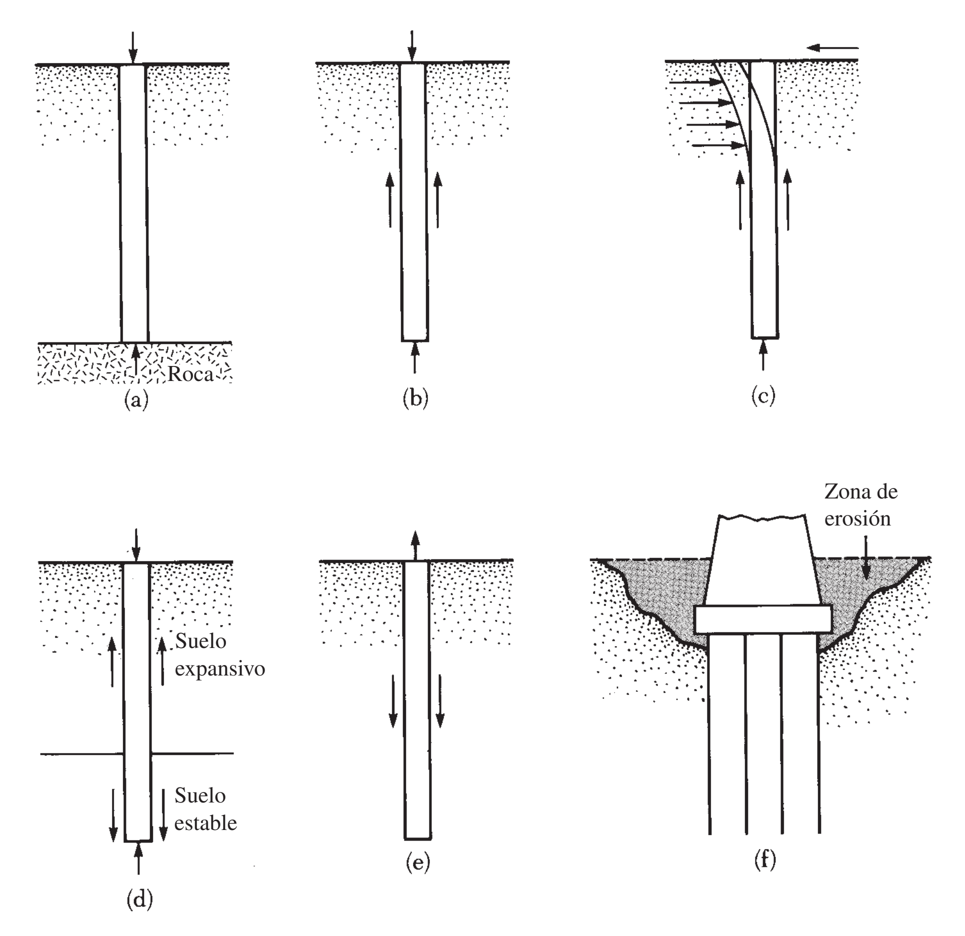


Figura 18.1 Condiciones para el uso de pilotes de cimentación

3. En muchos casos los suelos en el sitio propuesto para una estructura pueden ser expansivos y colapsables. Estos suelos pueden extenderse a una gran profundidad. Los suelos expansivos se hinchan y se contraen a medida que aumenta y disminuye el contenido de humedad, y la presión de abultamiento de estos suelos puede ser considerable. Si se utilizan cimentaciones de poca profundidad, la estructura puede sufrir daños importantes. Sin embargo, los pilotes de cimentación se pueden considerar como una alternativa cuando se extienden más allá de la zona activa, que se hincha y se contrae (figura 18.1d). Los suelos como el loess son colapsables. Cuando el contenido de humedad de estos suelos se incrementa, sus estructuras pueden romperse. Una disminución repentina de la relación de vacíos del suelo induce grandes asentamientos de estructuras soportadas por cimentaciones superficiales. En tales casos, se pueden usar pilotes de cimentación, que se extienden dentro de capas de suelo estables más allá de la zona de posible cambio de humedad.
4. Los cimientos de algunas estructuras, como las torres de transmisión, plataformas marinas y las losas del sótano por debajo del nivel freático, se someten a fuerzas de elevación. Los pilotes se utilizan a veces para que estas cimentaciones resistan la fuerza de elevación (figura 18.1e).
5. Los contrafuertes de los puentes y muelles suelen ser construidos sobre pilotes para evitar la posible pérdida de la capacidad de carga que una cimentación poco profunda podría sufrir a causa de la erosión del suelo en la superficie del terreno (figura 18.1f).

A pesar de que se han llevado a cabo numerosas investigaciones, tanto teóricas como experimentales, para predecir el comportamiento y la capacidad de carga de los pilotes en suelos granulares y cohesivos, los mecanismos no están aún del todo entendidos y nunca podrán ser claros. El diseño de los pilotes de cimentación puede ser considerado algo así como un "arte", debido a las incertidumbres involucradas en el trabajo con algunas condiciones del subsuelo.

18.3 Tipos de pilotes y sus características estructurales

En trabajos de construcción se utilizan diferentes tipos de pilotes dependiendo del tipo de carga soportada, las condiciones del subsuelo y el nivel freático. Los pilotes se pueden dividir en las siguientes categorías: (a) pilotes de acero, (b) pilotes de concreto, (c) pilotes de madera (madera) y (d) pilotes compuestos.

Pilotes de acero

Los *pilotes de acero* por lo general son *pilotes* o *tubos de acero laminado de sección H*. Los tubos se pueden clavar en el suelo con sus extremos abiertos o cerrados. También se pueden usar como pilotes vigas de acero de ala ancha y de sección en I; sin embargo, los pilotes de sección H suelen preferirse debido a que sus espesores del alma y el ala son iguales. En las vigas de ala ancha y de sección I, los espesores del alma son más pequeños que los grosores del ala. La tabla 18.1 indica las dimensiones de algunos pilotes de acero de sección H estándar que se utilizan en Estados Unidos. La tabla 18.2 muestra una selección de secciones de tubería que se utilizan con frecuencia como pilotes. En muchos casos los tubos se llenan con concreto después de que se clavan.

Cuando es necesario los pilotes de acero son empalmados por soldadura o por remachado. La figura 18.2a muestra un empalme por soldadura típica para un pilote H. Un empalme por soldadura típica para un tubo se muestra en la figura 18.2b. La figura 18.2c muestra un diagrama de corte y empalme de un pilote H por medio de remaches o pernos.

Cuando se espera que las condiciones de excavación sean difíciles, tales como excavar a través de grava densa, pizarra y roca blanda, los pilotes de acero pueden ser equipados con puntas de excavación o zapatas. Las figuras 18.2d y e son diagramas de dos tipos de zapata utilizados para los pilotes de tubería.

A continuación algunos datos generales sobre los pilotes de acero.

Longitud habitual: 15 m-60 m

Carga habitual: 300 kN-1200 kN

Ventajas:
a. Fáciles de manejar con respecto al punto de corte y la extensión a la longitud deseada
b. Pueden soportar altos esfuerzos de excavación
c. Pueden penetrar capas duras, como grava densa, roca blanda
d. Alta capacidad de carga

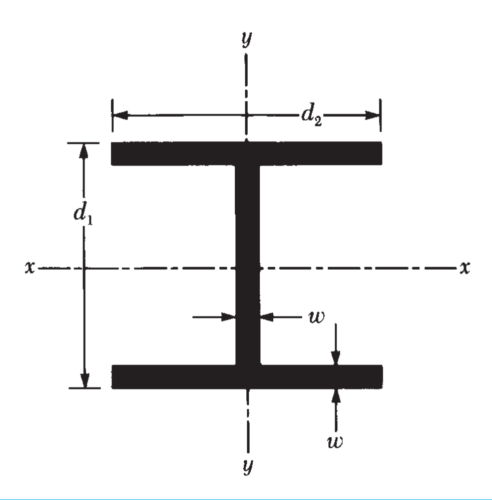
Desventajas:
a. Material relativamente costoso
b. Alto nivel de ruido durante el clavado de pilotes
c. Sujetos a la corrosión
d. Los pilotes H se pueden dañar o desviar de la vertical durante la excavación a través de capas duras o más allá de grandes obstrucciones

Pilotes de concreto

Los *pilotes de concreto* se pueden dividir en dos tipos básicos: pilotes prefabricados y pilotes fabricados *in situ*. Los *pilotes prefabricados* se pueden preparar utilizando el refuerzo ordinario y pueden

Tabla 18.1 Secciones típicas de los pilotes H utilizados en Estados Unidos

Denominación, tamaño (mm) × peso (kN/m)	Profundidad, d_1 (mm)	Área de sección ($m^2 \times 10^{-3}$)	Espesor de ala y alma, w (mm)	Ancho de ala (mm)	Momento de inercia ($m^4 \times 10^{-6}$)	
					I_{xx}	I_{yy}
HP 200 × 0.52	204	6.84	11.3	207	49.4	16.8
HP 250 × 0.834	254	10.8	14.4	260	123	42
× 0.608	246	8.0	10.6	256	87.5	24
HP 310 × 1.226	312	15.9	17.5	312	271	89
× 1.079	308	14.1	15.5	310	237	77.5
× 0.912	303	11.9	13.1	308	197	63.7
× 0.775	299	10.0	11.1	306	164	62.9
HP 330 × 1.462	334	19.0	19.5	335	370	123
× 1.264	329	16.5	16.9	333	314	104
× 1.069	324	13.9	14.5	330	263	86
× 0.873	319	11.3	11.7	328	210	69
HP 360 × 1.707	361	22.2	20.5	378	508	184
× 1.491	356	19.4	17.9	376	437	158
× 1.295	351	16.8	15.6	373	374	136
× 1.060	346	13.8	12.8	371	303	109



ser cuadrados u octagonales en su sección transversal (figura 18.3). El refuerzo se proporciona para permitir al pilote resistir el momento de flexión desarrollado durante la recolección y el transporte, la carga vertical y el momento de flexión provocado por la carga de flexión lateral. Los pilotes se moldean a las longitudes deseadas y se curan antes de ser transportados a los lugares de trabajo.

Los pilotes prefabricados también pueden ser pretensados mediante el uso de cables de acero de alta resistencia pretensados. La resistencia máxima de estos cables de acero es de aproximadamente 1800 MN/m^2. Durante el moldeado de los pilotes los cables están pretensados de 900 hasta 1300 MN/m^2 y se vierte concreto alrededor de ellos. Después del curado los cables se cortan, produciendo de este modo una fuerza de compresión sobre la sección del pilote. La tabla 18.3 ofrece información adicional sobre pilotes de concreto pretensado con secciones transversales cuadradas y octagonales.

Tabla 18.2 Secciones de tubos seleccionados como pilotes

Diámetro exterior (mm)	Espesor de pared (mm)	Superficie de acero (cm^2)	Diámetro exterior (mm)	Espesor de pared (mm)	Superficie de acero (cm^2)
219	3.17	21.5	457	5.56	80
	4.78	32.1		6.35	90
	5.56	37.3		7.92	112
	7.92	52.7	508	5.56	88
254	4.78	37.5		6.35	100
	5.56	43.6		7.92	125
	6.35	49.4	610	6.35	121
305	4.78	44.9		7.92	150
	5.56	52.3		9.53	179
	6.35	59.7		12.70	238
406	4.78	60.3			
	5.56	70.1			
	6.35	79.8			

Los detalles generales de los pilotes de concreto prefabricados son los siguientes:

Longitud habitual: 10 m-15 m
Carga habitual: 300 kN-3000 kN
Ventajas:
a. Pueden ser sometidos a excavaciones difíciles
b. Resistentes a la corrosión
c. Se pueden combinar fácilmente con la superestructura de concreto
Desventajas:
a. Difíciles de lograr el corte adecuado
b. Difíciles de transportar

Los detalles generales acerca de los pilotes prefabricados pretensados son los siguientes:

Longitud habitual: 10 m-45 m
Extensión máxima: 60 m
Carga máxima: 7500 kN-8500 kN

Las ventajas y desventajas son las mismas que en el caso de los pilotes prefabricados.

Los pilotes *fabricados in-situ* o *colados en el lugar* se construyen haciendo un agujero en el suelo que luego se llena con concreto. Actualmente en la construcción se utilizan varios tipos de pilotes de concreto fabricados en el lugar, y la mayoría de ellos han sido patentados por sus fabricantes. Estos pilotes se pueden dividir en dos grandes categorías: entubados y sin entubar. Ambos tipos pueden tener un pedestal en la parte inferior.

Los *pilotes entubados* son hechos mediante la inserción de un revestimiento de acero en el suelo con la ayuda de un mandril colocado dentro de la carcasa. Cuando el pilote alcanza la profundidad adecuada se retira el mandril y la carcasa se rellena con concreto. Las figuras 18.4a, b, c y d muestran algunos ejemplos de pilotes entubados sin un pedestal. La figura 18.4e muestra un pilote revestido con un pedestal. El pedestal es un bulbo de concreto expandido que se forma al dejar caer un martillo sobre él cuando está fresco.

Soldadura

(a)

Soldadura

(b)

(c)

Soldadura

(d)

Soldadura

(e)

Figura 18.2 Pilotes de acero: (a) de empalme de un pilote H mediante soldadura; (b) corte y empalme de un pilote de tubos por soldadura; (c) de empalme de un pilote H por medio de remaches o pernos; (d) punta plana de excavación del pilote de tubos; (e) punta cónica de excavación del pilote de tubos

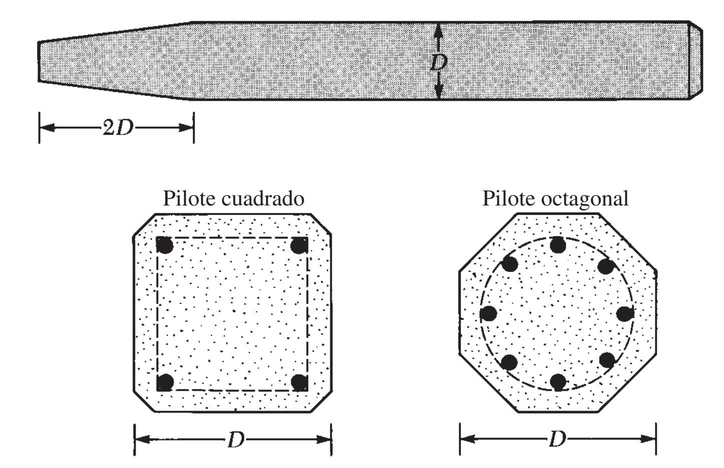
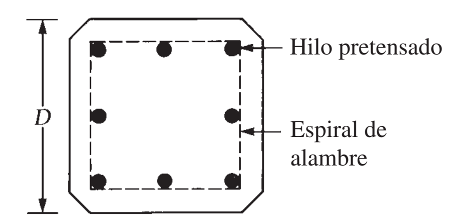


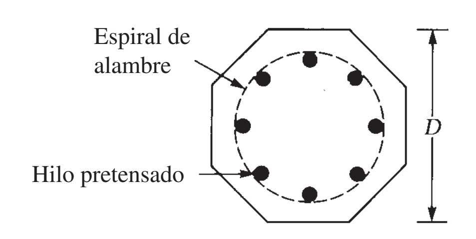
Figura 18.3 Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario

Tabla 18.3 Pilotes de concreto pretensados típicos

Forma del pilote*	D (mm)	Área de la sección transversal (cm²)	Perímetro (mm)	Número de hilos: 12.7 mm diámetro	Número de hilos: 11.1 mm diámetro	Fuerza mínima de pretensado (kN)	Módulo de sección (m³ × 10⁻³)	Diseño de la capacidad de carga (kN), Resistencia del concreto (MN/m²): 34.5	Diseño de la capacidad de carga (kN), Resistencia del concreto (MN/m²): 41.4
S	254	645	1016	4	4	312	2.737	556	778
O	254	536	838	4	4	258	1.786	462	555
S	305	929	1219	5	6	449	4.719	801	962
O	305	768	1016	4	5	369	3.097	662	795
S	356	1265	1422	6	8	610	7.489	1091	1310
O	356	1045	1168	5	7	503	4.916	901	1082
S	406	1652	1626	8	11	796	11.192	1425	1710
O	406	1368	1346	7	9	658	7.341	1180	1416
S	457	2090	1829	10	13	1010	15.928	1803	2163
O	457	1729	1524	8	11	836	10.455	1491	1790
S	508	2581	2032	12	16	1245	21.844	2226	2672
O	508	2136	1677	10	14	1032	14.355	1842	2239
S	559	3123	2235	15	20	1508	29.087	2694	3232
O	559	2587	1854	12	16	1250	19.107	2231	2678
S	610	3658	2438	18	23	1793	37.756	3155	3786
O	610	3078	2032	15	19	1486	34.794	2655	3186

*S = sección cuadrada; O = sección octagonal





Los detalles generales de los pilotes entubados colados en el lugar son los siguientes:

Longitud habitual: 5 m-15 m
Extensión máxima: 30 m-40 m
Carga habitual: 200 kN-500 kN
Carga máxima aproximada: 800 kN
Ventajas:
a. Relativamente baratos
b. Posibilidad de inspección antes de verter el concreto
c. Fáciles de ampliar
Desventajas:
a. Difícil para empalmar después de vaciado
b. Carcasas delgadas pueden sufrir daños durante la excavación
Carga admisible: $Q_{\text{adm}} = A_s f_s + A_c f_c$ (18.1)

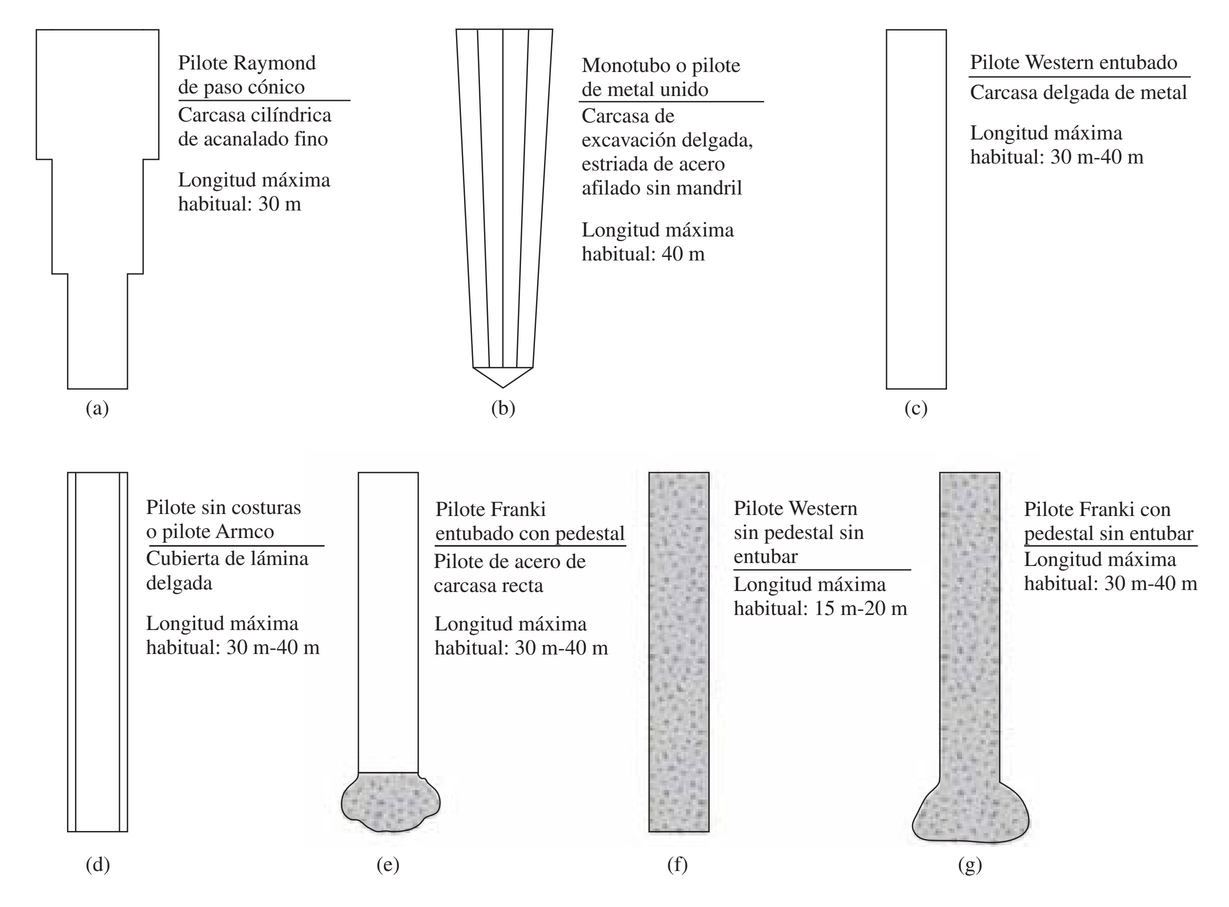


Figura 18.4 Pilotes de concreto colados en el lugar

donde

A_s = área de la sección transversal del acero
A_c = área de la sección transversal del concreto
f_s = esfuerzo admisible del acero
f_c = esfuerzo admisible del concreto

Las figuras 18.4f y 18.4g son dos tipos de *pilote sin entubar*, uno sin y el otro con pedestal. Los pilotes sin entubar se hacen primero insertando la carcasa a la profundidad deseada y luego el llenado con concreto fresco. Después la carcasa se retira gradualmente.

A continuación se presentan algunos detalles generales de los pilotes de concreto *sin entubar colados en el lugar*:

Longitud habitual:	5 m-15 m
Extensión máxima:	30 m-40 m
Carga habitual:	300 kN-500 kN
Carga máxima aproximada:	700 kN
Ventajas:	a. Inicialmente económicos
	b. Se pueden acabar en cualquier elevación

Desventajas: a. Se pueden crear huecos si el concreto se coloca rápidamente.
b. Difíciles para empalmar después del vaciado.
c. En suelos blandos, los lados del agujero pueden ceder, comprimiendo de este modo el concreto.

Carga admisible: $Q_{adm} = A_c f_c$ (18.2)

donde

A_c = área de la sección transversal del concreto

f_c = esfuerzo admisible del concreto

Pilotes de madera

Los *pilotes de madera* son troncos de árboles a los que sus ramas y la corteza les han sido cuidadosamente cortados. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de 10 a 20 m. Para calificar y ser utilizada como un pilote, la madera debe estar recta, sana y sin ningún defecto. El *Manual de prácticas* núm. 17 de la American Society of Civil Engineers (1959), divide los pilotes de madera en tres clasificaciones:

1. *Pilotes de clase A:* soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo a tope debe ser de 356 mm.
2. *Pilotes de clase B:* se utilizan para soportar cargas medias. El diámetro mínimo a tope debe ser de 305 a 330 mm.
3. *Pilotes de clase C:* se utilizan en las obras de construcción temporales. Se pueden utilizar de forma permanente para estructuras cuando todo el pilote está por debajo del nivel freático. El diámetro mínimo a tope debe ser de 305 mm.

En cualquier caso, una punta del pilote debe tener un diámetro no inferior a 150 mm.

Los pilotes de madera no pueden soportar mucho esfuerzo de excavación; por lo tanto, la capacidad del pilote se limita generalmente a alrededor de 220 a 270 kN. Se pueden utilizar zapatas de acero para evitar daños en la punta del pilote (parte inferior). La parte superior de los pilotes de madera también puede ser dañada durante la operación de excavación. Para evitar daños en la parte superior puede utilizarse una banda metálica o capuchón. El aplastamiento de las fibras de madera provocado por el impacto del martillo se conoce como *barrido*.

Debe evitarse el empalme de los pilotes de madera, sobre todo cuando se espera que soporten carga de tensión o carga lateral. Sin embargo, si el empalme es necesario, puede hacerse mediante el uso de *tuberías de protección* (figura 18.5a) o *correas de metal* y *pernos* (figura 18.5b). La longitud de la cubierta de tubería debe ser al menos cinco veces el diámetro del pilote. Los extremos que empalman deben cortarse cuadrados para que se pueda mantener el contacto completo. Las porciones empalmadas deben recortarse cuidadosamente para que se ajusten apretadamente en el interior de la cubierta de tubería. En el caso de las correas y tornillos metálicos, los extremos empalmados también deben cortarse en ángulo recto. Además, los lados de la porción empalmada deben recortarse planos para colocarles las correas.

Los pilotes de madera pueden mantenerse en buen estado de forma indefinida si están rodeados de suelo saturado. Sin embargo, en un ambiente marino los pilotes de madera están sujetos al ataque de diversos organismos y se pueden dañar de manera importante en unos cuantos meses. Cuando se encuentran por encima del nivel freático, los pilotes están sujetos al ataque de insectos. La vida de los pilotes puede aumentarse mediante el tratamiento con conservadores, como la creosota.

La longitud habitual de los pilotes de madera es de 5 m a 15 m. La longitud máxima es de unos 30 m hasta 40 m. La carga soportada habitualmente mediante pilotes de madera es de 300 kN a 500 kN.

Pilotes compuestos

Las porciones superior e inferior de los *pilotes compuestos* están hechas de diferentes materiales. Por ejemplo, pueden hacerse de acero y concreto o madera y concreto. Los pilotes de

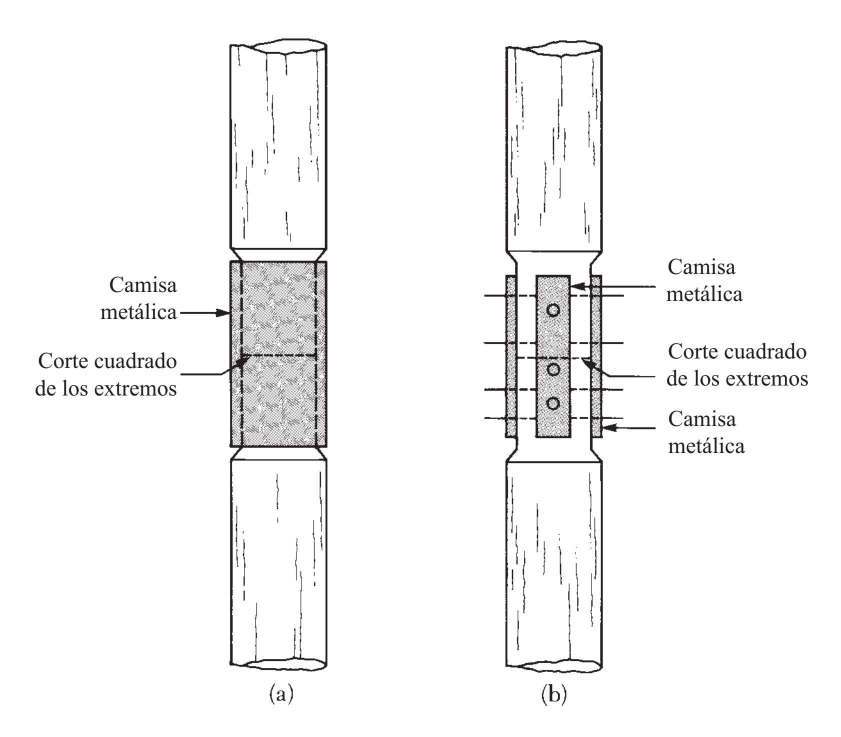


Figura 18.5 Empalme de pilotes de madera: (a) uso de cubiertas de tubos, (b) uso de correas y tornillos metálicos

acero y de concreto consisten en una parte inferior de acero y una parte superior de concreto colado en el lugar. Este tipo de pilote se utiliza cuando la longitud necesaria del pilote para el soporte adecuado excede la capacidad de los pilotes de concreto simples colados en el lugar. Los pilotes de madera y concreto generalmente consisten de una porción inferior del pilote de madera debajo del nivel freático permanente y una parte superior de concreto. En cualquier caso, la formación de juntas adecuadas entre dos materiales diferentes es difícil, por esa razón los pilotes compuestos no se utilizan ampliamente.

18.4 Estimación de la longitud de un pilote

Seleccionar el tipo de pilote que se utilizará y la estimación de su longitud necesaria son tareas bastante difíciles que requieren de buen juicio. Además de las clasificaciones dadas en la sección 18.3, los pilotes se pueden dividir en dos grandes categorías, en función de sus longitudes y los mecanismos de transferencia de carga al suelo: (a) pilotes de punta y (b) pilotes de fricción.

Pilotes de punta

Si los registros de perforación del suelo establecen la presencia de roca madre o material firme como una roca, en un sitio dentro de una profundidad razonable, los pilotes se pueden extender a la superficie de la roca (figura 18.6a). En este caso la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de soporte de carga del material subyacente, por lo que los pilotes se denominan *pilotes de punta*. En la mayoría de estos casos la longitud necesaria del pilote puede ser bastante bien establecida.

Si en lugar de roca madre se encuentra un estrato bastante compacto y con problemas de suelo a una profundidad razonable, los pilotes pueden extenderse unos metros en el estrato duro

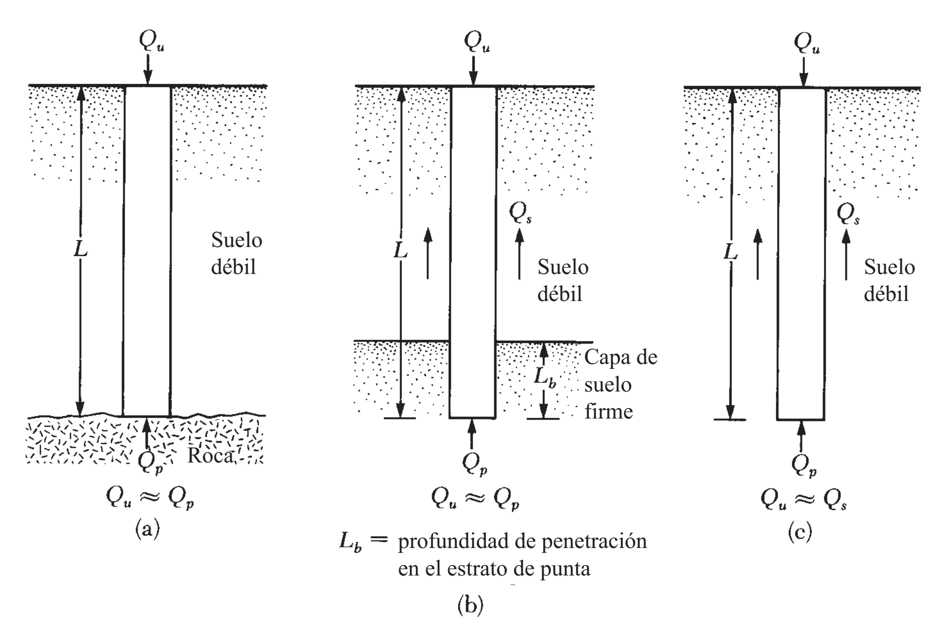


Figura 18.6 (a) y (b) Pilotes de punta; (c) pilotes de fricción

(figura 18.6b). Pilotes con pedestales pueden ser construidos en la cama del estrato duro y la carga última del pilote se puede expresar como

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{18.3}$$

donde

Q_p = carga soportada por el pilote de punta
Q_s = carga soportada por la superficie de fricción desarrollada en el lado del pilote (provocada por la resistencia al corte entre el suelo y el pilote)

Si Q_s es muy pequeña, entonces

$$Q_u \approx Q_p \tag{18.4}$$

En este caso la longitud requerida del pilote puede ser estimada con precisión si los registros adecuados de exploración del subsuelo están disponibles.

Pilotes de fricción

Cuando hay una capa de roca o material pétreo está presente a una profundidad razonable en un sitio, los pilotes de punta llegan a ser muy largos y poco económicos. Para este tipo de condiciones de subsuelo, los pilotes son clavados a través del material más blando a profundidades determinadas (figura 18.6c). La carga última de estos pilotes se puede expresar por la ecuación (18.3). Sin embargo, si el valor de Q_p es relativamente pequeño,

$$Q_u \approx Q_s \tag{18.5}$$

Estos pilotes se denominan *pilotes de fricción,* porque la mayoría de la resistencia se deriva de la fricción de la superficie. Sin embargo, el término *pilote de fricción*, aunque se utiliza a menudo en la literatura, es un nombre inapropiado en suelos arcillosos; la resistencia a la carga aplicada también es causada por la *adhesión*.

La longitud de los pilotes de fricción depende de la resistencia del suelo al corte, la carga aplicada y el tamaño del pilote. Para determinar las longitudes necesarias de éstos, un ingeniero necesita

una buena comprensión de la interacción suelo-pilote, el buen juicio y la experiencia. Los procedimientos teóricos para calcular la capacidad de carga de los pilotes se presentan en la sección 18.6.

18.5 Instalación de pilotes

La mayoría de los pilotes son clavados en el suelo por los *martillos* o *martinetes*. En circunstancias especiales, los pilotes también se pueden insertar por *inyección* o *barrenado parcial*. Los tipos de martillo utilizados para la colocación de pilotes incluyen (a) martillo de gravedad, (b) de efecto simple o martillo de vapor, (c) de doble efecto o diferencial o martillo de vapor y (d) martillo diesel. La figura 18.7 muestra una operación de clavado de pilotes en el terreno. En la operación de clavado se añade una tapa a la parte superior del pilote. Puede utilizarse un amortiguador entre el pilote y la tapa. Éste tiene el efecto de reducir la fuerza de impacto y prolongarla por más tiempo, sin embargo, su uso es opcional. Se coloca un amortiguador de martillo en la tapa y se deja caer el martillo sobre el amortiguador. La figura 18.8 muestra un martinete vibratorio. La tabla 18.4 muestra algunos ejemplos de martillos de percusión disponibles en el comercio.

Al clavar el pilote, cuando éste tiene que penetrar en una capa delgada de suelo duro (como arena y grava) que recubre una capa de suelo más blando, en ocasiones se utiliza una técnica llamada *inyección*. En ésta el agua se descarga en el pilote de punta por medio de tubos de 50 a 75 mm de diámetro para lavar y aflojar la arena y la grava.

De acuerdo con la naturaleza de su colocación, los pilotes se pueden dividir en dos categorías: *pilotes de desplazamiento* y *pilotes sin desplazamiento*. Los pilotes clavados son pilotes de desplazamiento porque mueven lateralmente un poco de tierra, por lo que hay una tendencia para la densificación de suelo que los rodea. Los pilotes de concreto y los pilotes de tubos cerrados son pilotes de alto desplazamiento. Sin embargo, los pilotes H de acero desplazan menos tierra lateralmente durante su colocación, por lo que son pilotes de bajo desplazamiento. En contraste, los pilotes perforados son pilotes sin desplazamiento, porque su colocación cambia muy poco el estado de esfuerzo en el suelo.



Figura 18.7 Operación de clavado de pilotes en campo (Cortesía de N. Sivakugan, James Cook University, Australia)

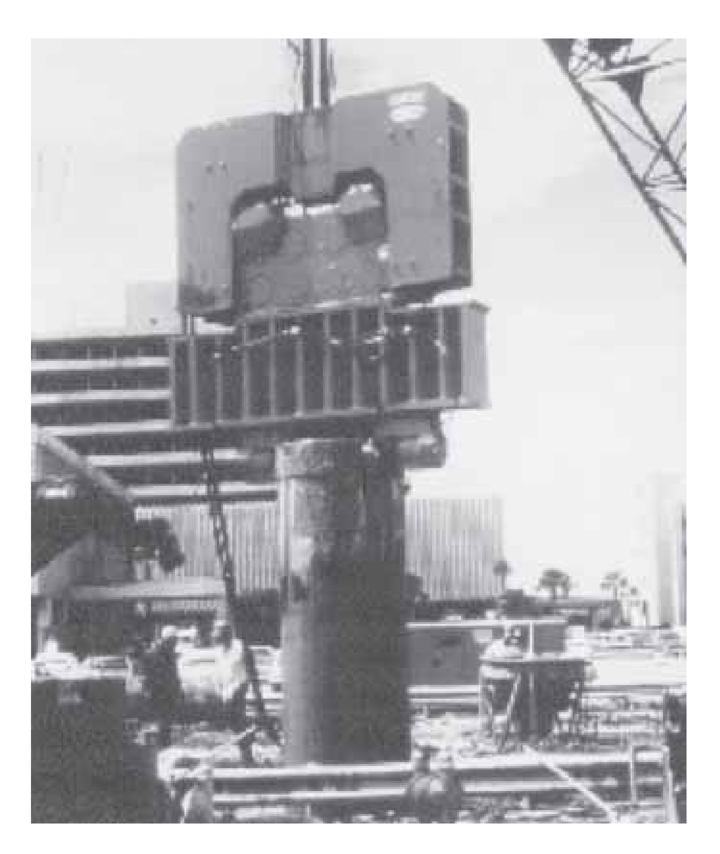


Figura 18.8 Martinete vibratorio (© Vincent Lowe, Alamy)

Tabla 18.4 Ejemplos de martillos de percusión disponibles en el comercio

Fabricante †	Núm. de modelo	Tipo de martillo	Energía nominal (kN-m)	Golpes/min	Peso del ariete (kN)
V	400C	De efecto simple	153.9	100	177.9
M	S-20		81.3	60	89.0
M	S-8		35.3	53	35.6
M	S-5		22.0	60	22.2
R	5/O		77.1	44	77.8
R	2/O		44.1	50	44.5
V	200C	De doble efecto	68.1	98	89.0
V	140	o	48.8	103	62.3
V	80C	diferencial	33.1	111	35.6
V	65C		26.0	117	28.9
R	150C		66.1	95–105	66.7
V	4N100	Diesel	58.8	50–60	23.5
V	IN100		33.4	50–60	13.3
M	DE40		43.4	48	17.8
M	DE30		30.4	48	12.5

†V: Vulcan Iron Works, Florida
M: McKiernan-Terry, Nueva Jersey
R: Raymond International, Inc., Texas

18.6 Mecanismo de transferencia de carga

El mecanismo de transferencia de carga de un pilote al suelo es complicado. Para entenderlo, consideremos un pilote de longitud L, como se muestra en la figura 18.9a. La carga en el pilote se incrementa gradualmente de 0 a $Q_{(z=0)}$ en la superficie del suelo. Parte de esta carga será resistida por la fricción lateral desarrollada a lo largo del eje, Q_1, y parte por el suelo por debajo de

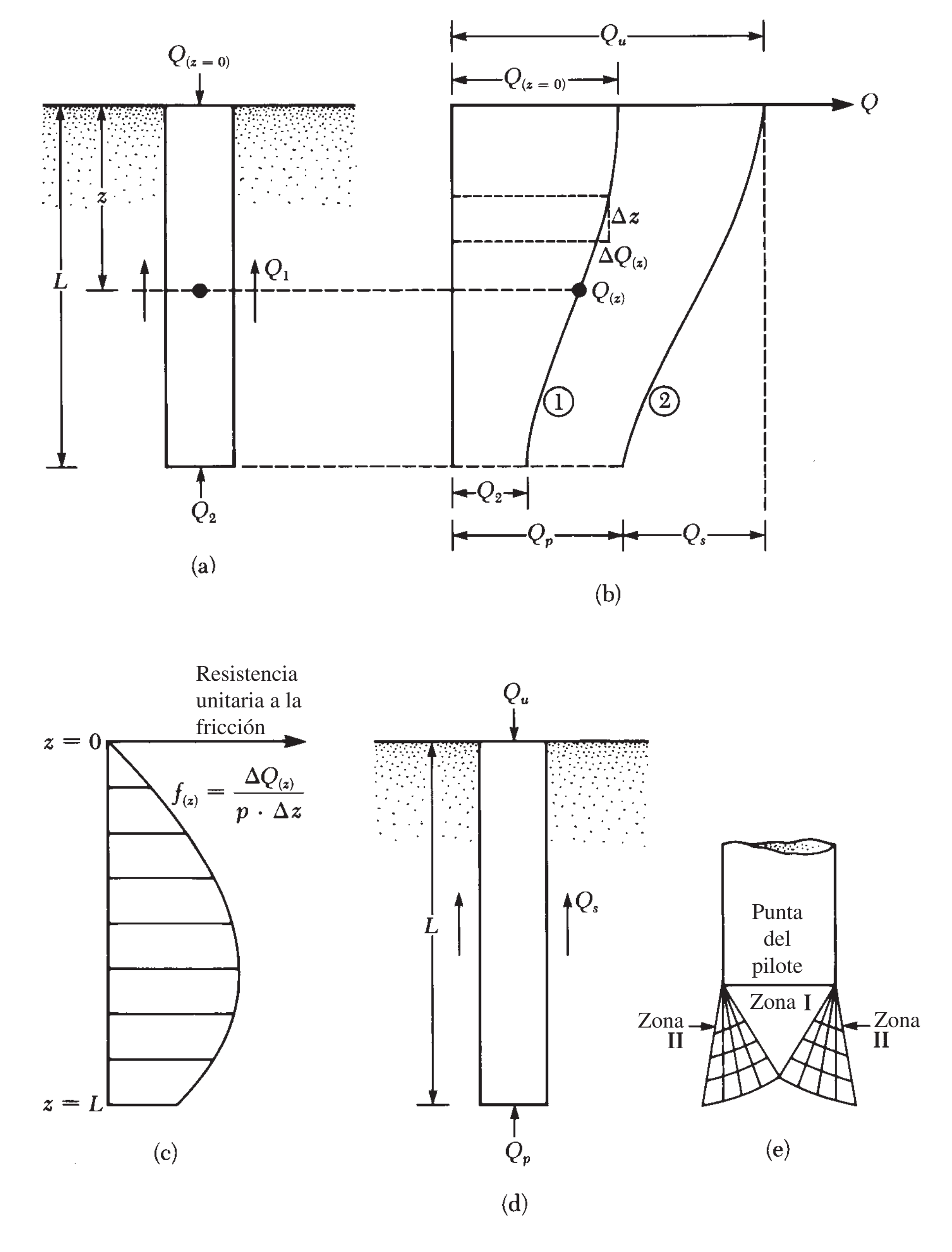


Figura 18.9 Mecanismo de transferencia de carga para pilotes

la punta del pilote, Q_2. Ahora, ¿cómo son Q_1 y Q_2 en relación con la carga total? Si se realizan mediciones para obtener la carga soportada por el eje del pilote, $Q_{(z)}$, a cualquier profundidad z la naturaleza de la variación será como la curva 1 de la figura 18.9b. La *resistencia a la fricción por unidad de área*, $f_{(z)}$, a cualquier profundidad z se puede determinar como

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)} \tag{18.6}$$

donde p = perímetro de la sección transversal del pilote. La figura 18.9c muestra la variación de $f_{(z)}$ con la profundidad.

Si la carga Q en la superficie del suelo se incrementa gradualmente, la máxima resistencia de fricción a lo largo del eje del pilote estará completamente movilizada cuando el desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote sea aproximadamente de 5 a 10 mm, independientemente del tamaño y la longitud L del pilote. Sin embargo, la máxima resistencia puntual $Q_2 = Q_p$ no se moviliza hasta que la punta del pilote se ha movido de 10% a 25% de la anchura (o diámetro) del pilote. El límite inferior se aplica a los pilotes clavados y el límite superior a los pilotes perforados. Con carga máxima (figura 18.9d y la curva 2 en la figura 18.9b), $Q_{(z=0)} = Q_u$. Por lo tanto,

$$Q_1 = Q_s$$

y

$$Q_2 = Q_p$$

La explicación anterior indica que Q_s (o la unidad de fricción de la superficie, f, a lo largo del eje del pilote) se desarrolla en *un desplazamiento del pilote mucho más pequeño en comparación con la resistencia puntual*, Q_p.

Con carga máxima, la superficie de falla en el suelo en la punta del pilote (insuficiencia de la capacidad de carga causada por Q_p) es como la que se muestra en la figura 18.8e. Observe que las cimentaciones con pilotes son cimentaciones profundas y que el suelo falla en su mayoría en un *modo de perforación*, como se ilustró en las figuras 16.1c y 16.2. Es decir, en la punta del pilote se desarrolla una *zona triangular*, I, que es empujada hacia abajo sin producir ninguna otra superficie de deslizamiento visible. En arenas densas y suelos arcillosos rígidos, puede desarrollarse parcialmente una *zona de corte radial*, II. Por lo tanto, las curvas de desplazamiento de carga de los pilotes se parecerán a las que se muestran en la figura 16.1c.

18.7 Ecuaciones para la estimación de la capacidad del pilote

La capacidad última de carga de un pilote, Q_u, está dada por una ecuación simple, como la carga soportada en la punta del pilote más la resistencia a la fricción total (fricción superficial) de la derivada de la interfase suelo-pilote (figura 18.10), o

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{18.7}$$

donde

Q_p = capacidad de carga de la punta del pilote
Q_s = resistencia a la fricción

Numerosos estudios publicados cubren la determinación de los valores de Q_p y Q_s. Excelentes críticas a muchas de estas investigaciones han sido proporcionadas por Vesic (1977), Meyerhof

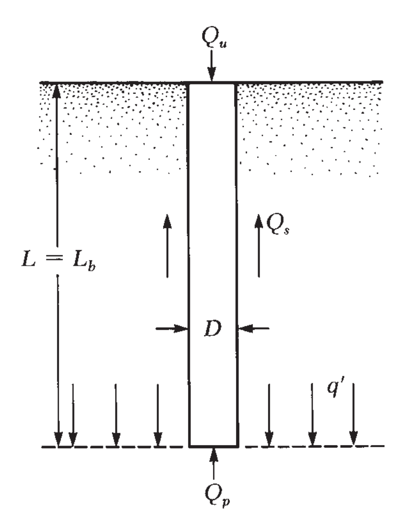


Figura 18.10 Capacidad última de carga de un pilote

(1976) y Coyle y Castello (1981). Estos estudios proporcionan información sobre el problema de la determinación de la capacidad última del pilote.

Capacidad de soporte de carga de la punta del pilote, Q_p

La capacidad última de carga de las cimentaciones poco profundas o superficiales se discutió en el capítulo 16. La ecuación general de capacidad de soporte para cimentaciones superficiales fue dada en el capítulo 16 (para carga vertical) como

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd} + qN_qF_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}$$

Por lo tanto, en general, la capacidad última de carga puede expresarse como

$$q_u = c'N_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^* \tag{18.8}$$

donde N_c^*, N_q^* y N_γ^* son los factores de capacidad de carga que incluyen la forma necesaria y los factores de profundidad.

Las cimentaciones con pilotes son profundas. Sin embargo, la resistencia última por unidad de superficie desarrollada en la punta del pilote, q_p, puede ser expresada por una ecuación similar en forma a la ecuación 18.8, aunque los valores de N_c^*, N_q^* y N_γ^* van a cambiar. La notación utilizada en este capítulo para el ancho del pilote es D. Por lo tanto, sustituyendo D por B en la ecuación (18.8) da

$$q_u = q_p = c'N_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^* \tag{18.9}$$

Debido a que el ancho, D, de un pilote es relativamente pequeño, el término puede ser eliminado del lado derecho de la ecuación anterior sin introducir un error grave o

$$q_p = c'N_c^* + q'N_q^* \tag{18.10}$$

Se debe observar que el término q ha sido sustituido por q' en la ecuación (18.10) para indicar esfuerzo efectivo vertical. Por lo tanto, la capacidad de carga de la punta del pilote es

$$Q_p = A_p q_p = A_p(c'N_c^* + q'N_q^*) \tag{18.11}$$

donde

A_p = zona de la punta del pilote
c' = cohesión del suelo apoyando la punta del pilote
q_p = resistencia al punto de unidad
q' = tensión vertical eficaz a nivel de la punta del pilote
N_c^*, N_q^* = factores de capacidad de carga

Existen varios métodos para calcular la magnitud de q_p. En este texto se utilizará el método sugerido por Meyerhof (1976).

18.8 Método de Meyerhof para el cálculo de q_p

En arena, la cohesión c' es igual a cero. Por lo tanto, la ecuación (18.11) toma la forma

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \tag{18.12}$$

En la figura 18.11 se muestra la variación de N_q^* con el ángulo de fricción con el suelo, ϕ'. Meyerhof señaló que la capacidad de carga puntual, q_p, de un pilote en arena generalmente aumenta con la profundidad de empotramiento en el estrato de soporte y alcanza un valor máximo en una relación de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. Se debe tener en cuenta que en un suelo homogéneo, L_b es igual a la longitud de empotramiento real del pilote, L (véase figura 18.10). Sin embargo, en la figura 18.6b, donde un pilote ha penetrado en un estrato de soporte, $L_b < L$. Más allá de la relación de empotramiento crítico, $(L_b/D)_{cr}$, el valor de q_p permanece constante ($q_p = q_l$). Es decir, como se muestra en la figura 18.12 para el caso de un suelo homogéneo, $L = L_b$. Por lo tanto, q_p no debe exceder el valor límite, o $A_p q_l$, por ello

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \tag{18.13}$$

La resistencia del punto límite es

$$q_l\,(\text{kN/m}^2) = 50 N_q^* \tan\phi' \tag{18.14}$$

dónde ϕ' = ángulo de fricción del suelo efectiva en el estrato de soporte.

Basado en observaciones de campo, Meyerhof (1976) también sugiere que la resistencia última puntual, q_p, en un suelo granular homogéneo ($L = L_b$) puede obtenerse a partir de los números de penetración estándar como

$$q_p\,(\text{kN/m}^2) = 40 N_{60} \frac{L}{D} \leq 400 N_{60} \tag{18.15}$$

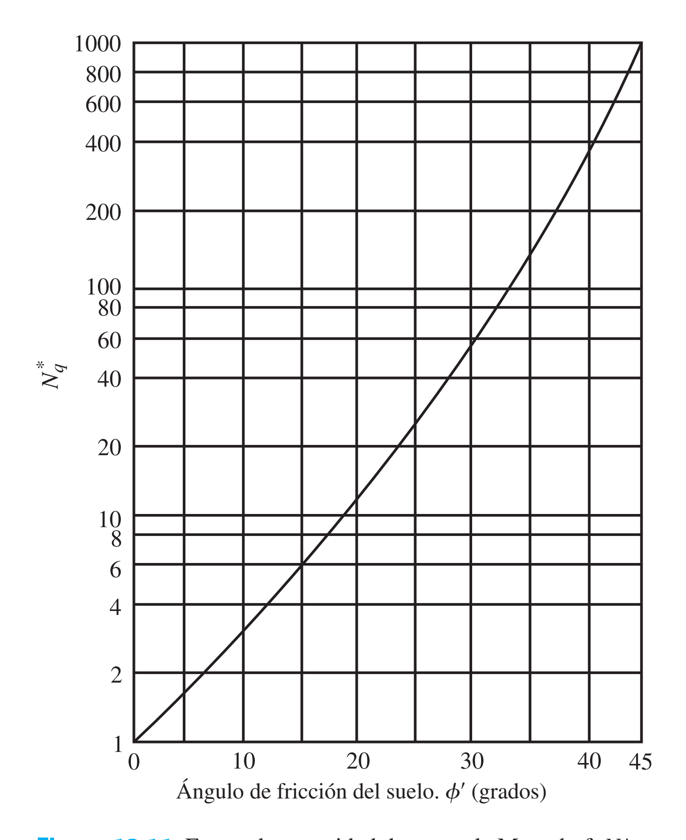


Figura 18.11 Factor de capacidad de carga de Meyerhof, N_q^*

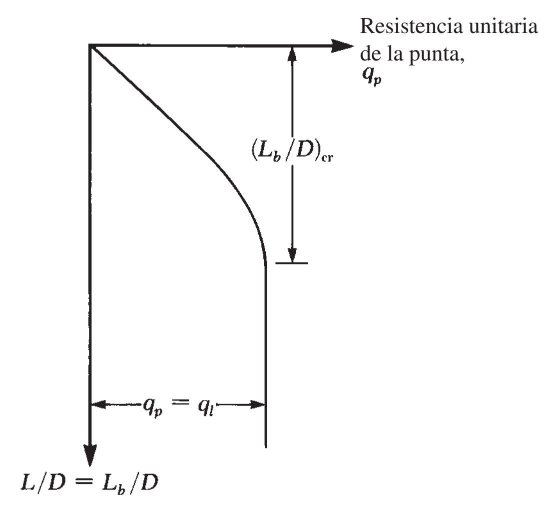


Figura 18.12 Variación de la resistencia unitaria de la punta en arena homogénea

donde N_{60} = número de penetración estándar promedio cerca de la punta del pilote (alrededor de $10D$ arriba y $4D$ abajo de la punta).

Para pilotes en arcillas saturadas en condiciones sin drenaje ($\phi = 0$),

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9 c_u A_p \tag{18.16}$$

donde c_u = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

18.9 Resistencia a la fricción, Q_s

La resistencia a la fricción o resistencia superficial de un pilote puede escribirse como

$$Q_s = \sum p \, \Delta L f \tag{18.17}$$

donde

p = perímetro de la sección del pilote
ΔL = longitud incremental del pilote sobre el que p y f son tomados como constantes (figura 18.13a)
f = resistencia unitaria a la fricción a cualquier profundidad z

Resistencia a la fricción en arena

La resistencia unitaria a la fricción a cualquier profundidad para un pilote es

$$f = K\sigma'_o \tan \delta' \tag{18.18}$$

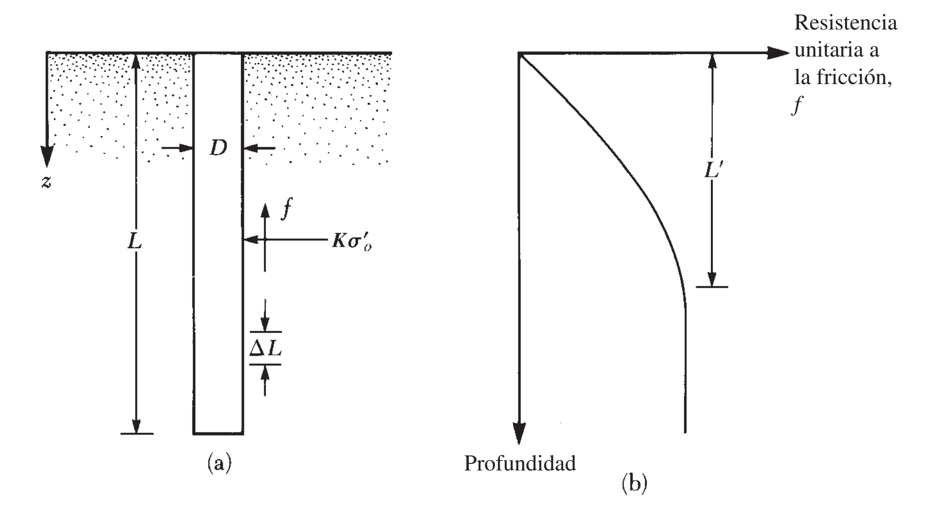


Figura 18.13 Resistencia unitaria a la fricción para pilotes en arena

donde

K = coeficiente de presión de tierra
σ'_o = esfuerzo efectivo vertical a la profundidad bajo consideración
δ' = ángulo de fricción del pilote

En realidad, la magnitud de K varía con la profundidad. Es aproximadamente igual al coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine, K_p, en la parte superior del pilote y puede ser menor que el coeficiente de reposo-presión de la tierra, K_o, en la punta del pilote. También depende de la naturaleza de la instalación de éste. En base a los resultados disponibles en la actualidad, se recomiendan los siguientes valores medios de K para el uso en la ecuación (18.18):

Tipo de pilote	K
Perforado o inyección	$\approx K_o = 1 - \text{sen}\,\phi'$
Pilotaje de bajo desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen}\,\phi'$ a $1.4\ K_o = 1.4(1 - \text{sen}\,\phi')$
Pilotaje de alto desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen}\,\phi'$ a $1.8\ K_o = 1.8(1 - \text{sen}\,\phi')$

El esfuerzo efectivo vertical, σ'_o, para usar en la ecuación (18.18) aumenta con la profundidad del pilote hasta un límite máximo a una profundidad de 15 a 20 diámetros y se mantiene constante a partir de entonces, como se muestra en la figura 18.13b. Esta profundidad crítica, L', depende de varios factores, como el ángulo de fricción del suelo y la compresibilidad y la densidad relativa. Una estimación conservadora es asumir que

$$L' = 15D \tag{18.19}$$

Los valores de δ' de diversas investigaciones parecen estar en el intervalo de $0.5\phi'$ a $0.8\phi'$. Así deben ser utilizados en la elección del valor de δ'.

Meyerhof (1976) también indicó que la resistencia unitaria promedio a la fricción, f_{prom}, para pilotes clavados con alto desplazamiento se puede obtener a partir de los valores de resistencia a la penetración estándar promedio como

$$f_{\text{prom}}(\text{kN/m}^2) = 2\overline{N}_{60} \tag{18.20}$$

donde $\overline{N}_{60}$ = valor promedio de la resistencia a la penetración estándar. Para pilotes clavados con bajo desplazamiento,

$$f_{\text{prom}}\ (\text{kN/m}^2) = \overline{N}_{60} \tag{18.21}$$

Por lo tanto,

$$Q_s = pLf_{\text{prom}} \tag{18.22}$$

La prueba de penetración de cono se discutió en el capítulo 12. Nottingham y Schmertmann (1975) y Schmertmann (1978) proporcionan correlaciones para estimar Q_s utilizando la resistencia a la fricción (f_c) obtenida durante pruebas de cono penetrante. De acuerdo con este método

$$f = \alpha' f_c \tag{18.23}$$

Las variaciones de α' con L/D para penetrómetros de cono eléctrico y cono mecánico se muestran en las figuras 18.14 y 18.15, respectivamente. Se tiene

$$Q_s = \Sigma p\ (\Delta L)\ f = \Sigma p\ (\Delta L)\ \alpha'\ f_c \tag{18.24}$$

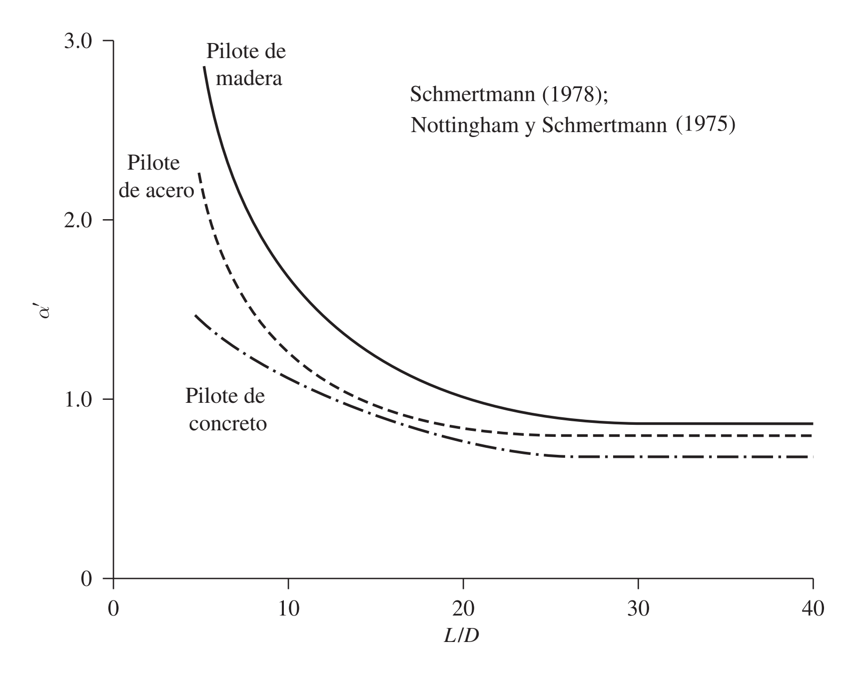


Figura 18.14 Variación de α' con el radio de empotramiento para pilotes en arena: penetrómetro de cono eléctrico

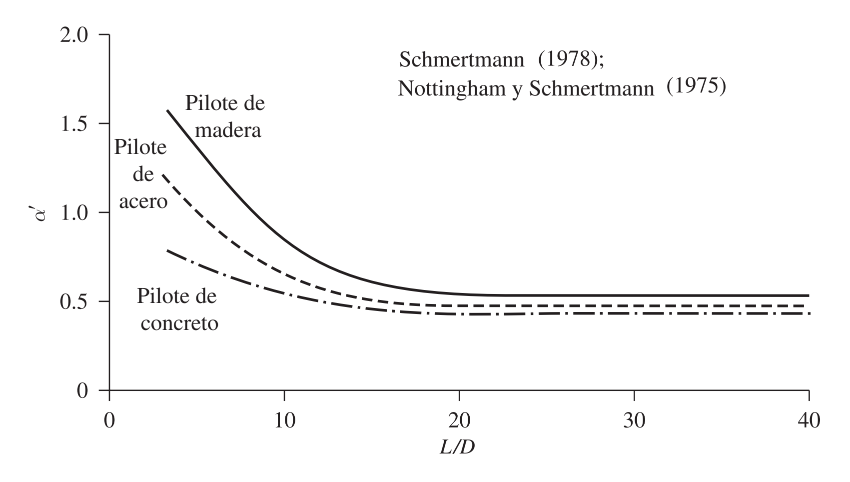


Figura 18.15 Variación de α' con el radio de empotramiento para pilotes en arena: penetrómetro de cono mecánico

Resistencia a la fricción (o superficial) en arcilla

Están disponibles varios métodos para la obtención de la resistencia unitaria a la fricción (o superficial) de pilotes en arcilla. Se describen brevemente tres de los procedimientos actualmente aceptados.

1. *Método* λ: Este método fue propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972). Se basa en el supuesto de que el desplazamiento del suelo causado por la colocación de pilotes resulta

Tabla 18.5 Variación de λ con L [ecuación (18.25)]

L (m)	λ	L (m)	λ
0	0.5	35	0.136
5	0.318	40	0.127
10	0.255	50	0.123
15	0.205	60	0.118
20	0.177	70	0.117
25	0.155	80	0.117
30	0.145	90	0.117

en una presión lateral a cualquier profundidad y en una resistencia unitaria promedio superficial de

$$f_{\text{prom}} = \lambda(\overline{\sigma}'_o + 2c_u) \tag{18.25}$$

donde

$\overline{\sigma}'_o$ = significa esfuerzo efectivo vertical para toda la longitud de empotramiento
c_u = resistencia al corte no drenada promedio (concepto $\phi = 0$)

El valor de λ cambia con la profundidad de penetración del pilote (véase la tabla 18.5).

Por lo tanto, la resistencia total a la fricción puede ser calculada como

$$Q_s = pLf_{\text{prom}}$$

Se debe tener cuidado en la obtención de los valores de $\overline{\sigma}'_o$ y c_u en un suelo estratificado. La figura 18.16 ayuda a explicar la razón. De acuerdo con la figura 18.16b, el valor medio

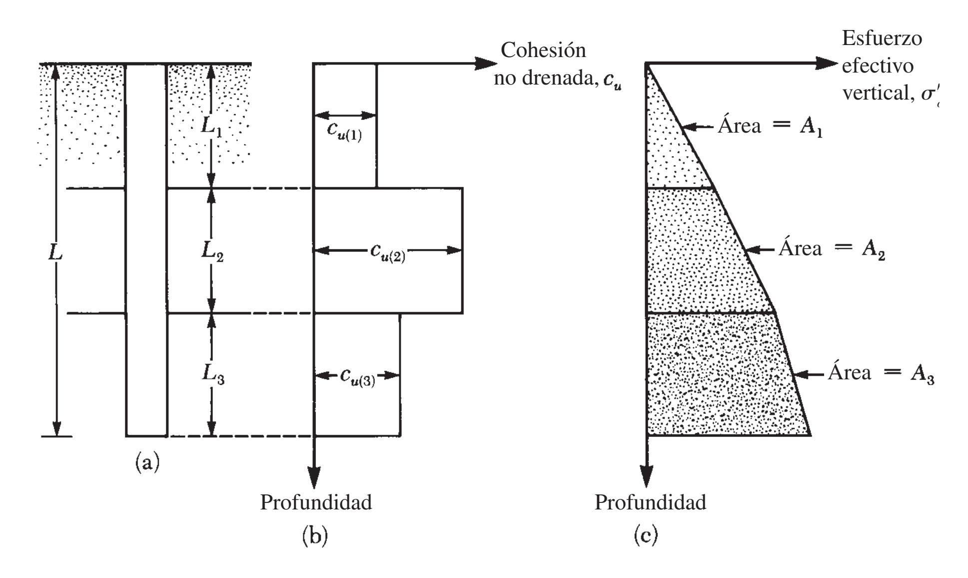


Figura 18.16 Aplicación del método λ en un suelo estratificado

de c_u es $(c_{u(1)} L_1 + c_{u(2)} L_2 + \ldots)/L$. Del mismo modo, la figura 18.16c muestra la gráfica de la variación de la tensión efectiva con la profundidad. La tensión media efectiva es

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \cdots}{L} \tag{18.26}$$

donde $A_1, A_2, A_3, \ldots$ = áreas de los diagramas de esfuerzos efectivos verticales.

2. *Método* α: De acuerdo con este método, la resistencia unitaria de la superficie en suelos arcillosos se puede representar por la ecuación

$$f = \alpha c_u \tag{18.27}$$

donde α = factor de adhesión empírica. La variación aproximada del valor de α se muestra en la figura 18.17. Por lo tanto,

$$Q_s = \sum f p \, \Delta L = \sum \alpha c_u p \, \Delta L \tag{18.28}$$

3. *Método* β: Cuando los pilotes son colocados en arcillas saturadas, la presión del agua intersticial en el suelo alrededor de los pilotes aumenta. Este exceso de presión de poro en arcillas normalmente consolidadas puede ser de 4 a 6 veces c_u. Sin embargo, en el lapso de un mes esta presión se disipa poco a poco. Por lo tanto, la resistencia unitaria del pilote

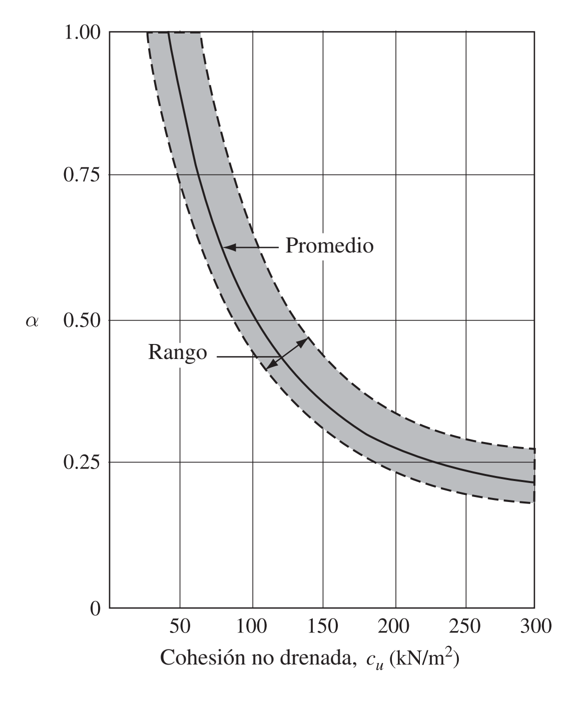


Figura 18.17 Variación de α con la cohesión no drenada de la arcilla

a la fricción se puede determinar basándose en en los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remodelado ($c' = 0$). Por lo tanto, a cualquier profundidad,

$$f = \beta\sigma'_o \tag{18.29}$$

donde

σ'_o = esfuerzo efectivo vertical
$\beta = K \tan \sigma'_R$
ϕ'_R = ángulo de fricción drenada de arcilla remodelada
K = coeficiente de empuje

Siendo conservadores, se puede calcular la magnitud de K como el coeficiente de presión de tierra en reposo, o

$$K = 1 - \text{sen}\,\phi'_R \qquad \text{(para arcillas normalmente consolidadas)} \tag{18.31}$$

y

$$K = (1 - \text{sen}\,\phi'_R)\sqrt{OCR} \qquad \text{(para arcillas sobreconsolidadas)} \tag{18.32}$$

donde OCR = relación de sobreconsolidación.

Combinando las ecuaciones (18.29), (18.30), (18.31) y (18.32) para las arcillas normalmente consolidadas resulta

$$f = (1 - \text{sen}\,\phi'_R)\tan\phi'_R\sigma'_o \tag{18.33}$$

y para arcillas sobreconsolidadas,

$$f = (1 - \text{sen}\,\phi'_R)\tan\phi'_R\sqrt{OCR}\,\sigma'_o \tag{18.34}$$

Con el valor de f determinado, la resistencia total a la fricción puede ser evaluada como

$$Q_s = \sum f p\,\Delta L$$

Correlación con los resultados de pruebas de penetración de cono

Nottingham y Schmertmann (1975) y Schmertmann (1978) encontraron que la correlación de fricción unitaria de la superficie en arcilla (con $\phi = 0$) es

$$f = \alpha' f_c \tag{18.35}$$

La variación de α' con la resistencia del cono de fricción f_c se muestra en la figura 18.18. Por lo tanto,

$$Q_s = \sum f p(\Delta L) = \sum \alpha' f_c\, p(\Delta L) \tag{18.36}$$

18.10 Capacidad admisible del pilote

Después de que se ha determinado la capacidad última de carga total de un pilote mediante la suma de la capacidad de soporte en la punta y la resistencia a la fricción (o superficie), se debe utilizar un factor razonable de seguridad para obtener la carga total admisible para cada pilote, o

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} \tag{18.37}$$

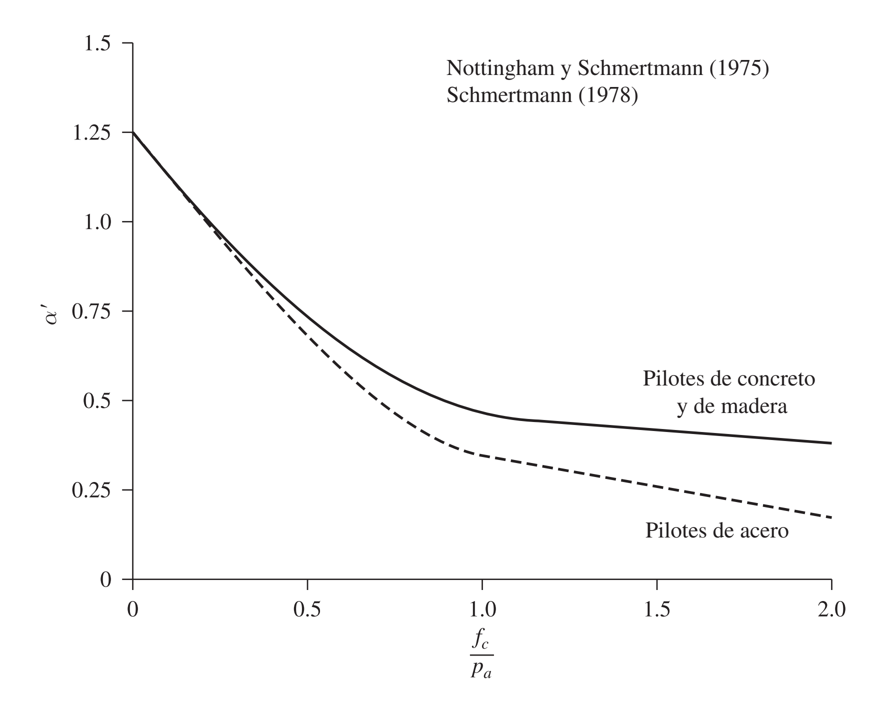


Figura 18.18 Variación de α' con f_c/p_a para pilotes en arcilla (p_a = presión atmosférica ≈ 100 kN/m^2)

donde

Q_{adm} = capacidad de soporte de carga admisible para cada pilote
FS = factor de seguridad

El factor de seguridad generalmente utilizado varía de 2.5 a 4, dependiendo de las incertidumbres del cálculo de la carga última. En grandes proyectos que implican varios pilotes, por lo general debe llevarse a cabo un número determinado de pruebas de carga para determinar las capacidades última y permisible de carga. La razón principal de esto es la falta de fiabilidad de los métodos de predicción.

18.11 Capacidad de carga de la punta de un pilote apoyado sobre roca

A veces los pilotes son colocados sobre una capa subyacente de roca. En tales casos, el ingeniero debe evaluar la capacidad de carga de la roca. La resistencia unitaria última en la roca (Goodman, 1980) es de aproximadamente

$$q_p = q_{u\text{-}R}(N_\phi + 1) \tag{18.38}$$

donde

$N_\phi = \tan^2(45 + \phi'/2)$
$q_{u\text{-}R}$ = resistencia a la compresión no confinada de la roca
ϕ' = ángulo de drenaje de la fricción

Tabla 18.6 Esfuerzo de compresión no confinada típico y ángulo de fricción de las rocas

Tipo de roca	$q_{u\text{-}R}$ (MN/m²)	ϕ' (grados)
Arenisca	70–140	27–45
Caliza	105–210	30–40
Lutita	35–70	10–20
Granito	140–210	40–50
Mármol	60–70	25–30

La resistencia a la compresión no confinada de roca se puede determinar mediante pruebas de laboratorio en muestras de rocas recogidas durante la investigación de campo. Sin embargo, se debe utilizar precaución extrema para obtener el valor adecuado de $q_{u\text{-}R}$ porque las muestras de laboratorio son generalmente de diámetro pequeño. A medida que el diámetro de la muestra aumenta, la resistencia a la compresión no confinada disminuye, lo que se conoce como *efecto de escala*. Para muestras más grandes de aproximadamente 1 m de diámetro, el valor de $q_{u\text{-}R}$ permanece aproximadamente constante. Parece que en este proceso hay una reducción de cuatro a cinco veces en la magnitud de $q_{u\text{-}R}$. El efecto de escala en la roca es causada principalmente por fracturas grandes y pequeñas distribuidas al azar, y también por rupturas progresivas a lo largo de las líneas de deslizamiento. Por lo tanto, se recomienda siempre que

$$q_{u\text{-}R(\text{diseño})} = \frac{q_{u\text{-}R(\text{lab})}}{5} \tag{18.39}$$

La tabla 18.6 enumera algunos valores representativos de (laboratorio) resistencia a la compresión no confinada junto con el ángulo de fricción de la roca, ϕ'.

Se debe utilizar un factor de seguridad de al menos 3 para determinar la capacidad de carga permisible de la punta del pilote. Por lo tanto,

$$Q_{p(\text{adm})} = \frac{[q_{u\text{-}R}(N_\phi + 1)]A_p}{FS} \tag{18.40}$$

Ejemplo 18.1

Un pilote prefabricado de concreto de 12 m de largo totalmente empotrado se coloca sobre una capa de arena homogénea ($c' = 0$). El pilote es de sección cuadrada con lados que miden 305 mm. El peso unitario seco de arena, γ_d, es de 16.8 kN/m³, el ángulo promedio de fricción del suelo es 35º. Calcule la carga última en la punta del pilote. Utilice el método de Meyerhof con la ecuación (18.13).

Solución

Este suelo es homogéneo, por lo tanto, $L_b = L$. Para $\phi = 35º$; $N_q^* \approx 120$. Así que,

$$q' = \gamma_d L = (16.8)(12) = 201.6 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{305 \times 305}{1000 \times 1000} = 0.0929 \text{ m}^2$$

$$Q_p = A_p q' N_q^* = (0.0929)(201.6)(120) = 2247.4 \text{ kN}$$

Sin embargo, de la ecuación (18.14) se tiene

$$q_l = 50N_q^* \tan \phi' = 50(120)\tan 35° = 4201.25 \text{ kN/m}^2$$

Así

$$Q_p = A_p q_l = (0.0929)(4201.25) = 390.3 \text{ kN} < A_p q' N_q^*$$

y

$$Q_p \approx \mathbf{390\ kN}$$

Ejemplo 18.2

Consulte el ejemplo 18.1. Determine la resistencia total a la fricción para el pilote. Utilice las ecuaciones (18.17), (18.18) y (18.19), así como $K = 1.4$, $\delta' = 0.6\,\phi'$.

Solución

La fricción de la superficie a cualquier profundidad está dada por la ecuación (18.18) como

$$f = K\sigma'_o \tan \delta'$$

De la ecuación (18.19), tenemos

$$L' = 15D$$

Así, para la profundidad $z = 0\text{-}15D$, $\sigma'_o = \gamma z = 16.8z$ (kN/m^2) y más allá de $z \geq 15D$, $\sigma'_o = \gamma(15D) = (16.8)(15 \times 0.305) = 76.86$ kN/m^2. Este resultado se muestra en la figura 18.19.

La *resistencia a la fricción* de $z = 0$ a $15D$ es

$$Q_s = pL'f_{\text{prom}} = [(4)(0.305)](15D)\left[\frac{(1.4)(76.86)\tan(0.6 \times 35)}{2}\right]$$
$$= (1.22)(4.575)(20.65) = 115.26 \text{ kN}$$

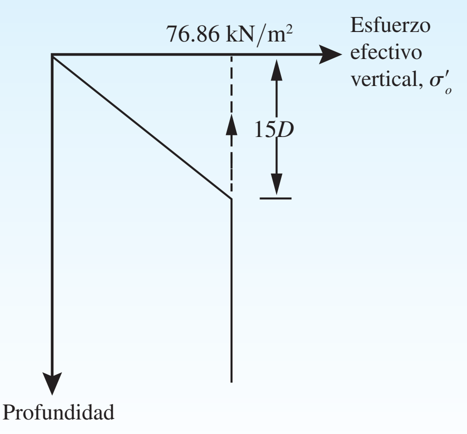


Figura 18.19

La *resistencia a la fricción desde* $z = 15D$ hasta 12 m es

$$Q_s = p(L - L')f_{z=15D} = [(4)(0.305)][12 - 4.575][(1.4)(76.86)\tan(0.6 \times 35)]$$
$$= (1.22)(7.425)(41.3) = 374.1 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la resistencia total a la fricción es

$$115.26 + 374.1 = 489.35 \text{ kN} \approx \mathbf{490\ kN}$$

Ejemplo 18.3

Sea un pilote de concreto con 0.305 m × 0.305 m de sección transversal en arena. El pilote es de 15.2 m de largo. Las siguientes son las variaciones del N_{60} con la profundidad. Estime Q_p usando la ecuación (18.15).

Profundidad bajo la superficie del terreno (m)	N_{60}
1.5	8
3.0	10
4.5	9
6.0	12
7.5	14
9.0	18
10.5	11
12.0	17
13.5	20
15.0	28
16.5	29
18.0	32
19.5	30
21.0	27

Solución

La punta del pilote está a 15.2 m por debajo de la superficie del terreno. Para el pilote, $D = 0.305$ m. El promedio de N_{60} $10D$ arriba y sobre $5D$ por debajo de la punta del pilote es

$$N_{60} = \frac{17 + 20 + 28 + 29}{4} = 23.5 \approx 24$$

De la ecuación (18.15)

$$Q_p(\text{kN}) = A_p(q_p) = A_p\left[40\ N_{60}\left(\frac{L}{D}\right)\right] \leq A_p(400\ N_{60})$$

$$A_p\left[40\ N_{60}\left(\frac{L}{D}\right)\right] = (0.305 \times 0.305)\left[(40)(24)\left(\frac{15.2}{0.305}\right)\right] = 4450.6 \text{ kN}$$

$$A_p(400\ N_{60}) = (0.305 \times 0.305)[(400)(24)] = 893 \text{ kN}$$

Por lo tanto, $Q_p = \mathbf{893\ kN}$

Ejemplo 18.4

Consulte el pilote descrito en el ejemplo 18.3. Estime la magnitud de Q_s del pilote.

(a) Utilice la ecuación (18.20).
(b) Teniendo en cuenta los resultados en el ejemplo 18.3, determine la capacidad de carga admisible del pilote. Use un factor de seguridad, $FS = 3$.

Solución

El valor promedio de N_{60} para la arena para 15.2 m es

$$N_{60} = \frac{8 + 10 + 9 + 12 + 14 + 18 + 11 + 17 + 20 + 28}{10} = 14.7 \approx 15$$

Inciso a

De la ecuación (18.20)

$$f_{\text{prom}} = 2(\overline{N}_{60}) = 2(15) = 30 \text{ kN/m}^2$$
$$Q_s = pLf_{\text{prom}} = (4 \times 0.305)(15.2)(30) = 556.2 \text{ kN}$$

Inciso b

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{893 + 556.2}{3} = \mathbf{483\ kN}$$

Ejemplo 18.5

Considere un pilote de concreto de 18 m de longitud (sección transversal: 0.305 m × 0.305 m) totalmente empotrado en una capa de arena. A continuación se muestra la siguiente aproximación de la resistencia a la penetración de cono (cono mecánico) q_c para la capa de arena y la resistencia a la fricción f_c con la profundidad. Estime la carga admisible que el pilote puede soportar. Utilice $FS = 3$ y $q_p \approx q_c$ en la punta del pilote.

Profundidad a partir de la superficie del terreno (m)	q_c (kN/m^2)	f_c (kN/m^2)
0–5	3040	73
5–15	4560	102
15–25	9500	226

Solución

$$Q_u = Q_p + Q_s$$
$$q_p \approx q_c$$

En la punta del pilote (es decir, a una profundidad de 18 m), $q_c \approx 9500$ kN/m^2. Por lo tanto,

$$Q_p = A_p q_c = (0.305 \times 0.305)(9500) = 883.7 \text{ kN}$$

Para determinar Q_s, se ha preparado la siguiente tabla. (*Nota*: $L/D = 18/0.305 = 59$.)

Profundidad a partir de la superficie del terreno (m)	ΔL (m)	f_c (kN/m^2)	α' (Figura 18.15)	$p\Delta L\alpha' f_c$ (kN)
0–5	5	73	0.44	195.9
5–15	10	102	0.44	547.5
15–18	3	226	0.44	363.95

$Q_s = 1107.35$ kN

Por lo tanto,

$$Q_u = Q_p + Q_s = 883.7 + 1107.35 = 1991.05 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1991.05}{3} = 663.68 \approx \mathbf{664\ kN}$$

Ejemplo 18.6

Un pilote de concreto que tiene 458 mm × 458 mm de sección transversal se empotra en una arcilla saturada. La longitud de empotramiento es de 16 m. La cohesión no drenada, c_u, de la arcilla es de 60 kN/m^2, y el peso unitario de la arcilla es de 18 kN/m^3. Use un factor de seguridad de 5 para determinar la carga admisible que puede soportar el pilote.

a. Utilice el método α.
b. Utilice el método λ.

Solución

Inciso a

De la ecuación (18.16),

$$Q_p = A_p q_p = A_p c_u N_c^* = (0.458 \times 0.458)(60)(9) = 113.3 \text{ kN}$$

De las ecuaciones (18.27) y (18.28),

$$Q_s = \alpha c_u p L$$

De la gráfica del promedio en la figura 18.17 para $c_u = 60$ kN/m^2, $\alpha \approx 0.77$ y

$$Q_s = (0.77)(60)(4 \times 0.458)(16) = 1354 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{113.3 + 1354}{5} \approx \mathbf{294\ kN}$$

Inciso b

De la ecuación (18.25),

$$f_{\text{prom}} = \lambda(\overline{\sigma}'_o + 2c_u)$$

Se tiene que $L = 16.0$ m. De la tabla 18.5, para $L = 16$ m, $\lambda \approx 0.2$; por lo tanto

$$f_{\text{prom}} = 0.2\left[\left(\frac{18 \times 16}{2}\right) + 2(60)\right] = 52.8 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = pLf_{\text{prom}} = (4 \times 0.458)(16)(52.8) = 1548 \text{ kN}$$

Ya que en el inciso a, $Q_p = 113.3$ kN, entonces

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{113.3 + 1548}{5} = \mathbf{332\ kN}$$

Ejemplo 18.7

En la figura 18.20a se muestra un pilote colocado en arcilla. El pilote tiene un diámetro de 406 mm.

a. Calcule la capacidad de carga neta en la punta. Utilice la ecuación (18.16).
b. Calcule la resistencia de la superficie (1) mediante el uso de las ecuaciones (18.27) y (18.28) (método α), (2) mediante el uso de la ecuación (18.25) (método λ) y (3) mediante el uso de la ecuación (18.29) (método β). Para todas las capas de arcilla, $\phi_R = 30°$. A 10 m la arcilla está normalmente consolidada. La capa de arcilla inferior tiene un *OCR* de 2.
c. Estime la capacidad neta admisible del pilote. Utilice $FS = 4$.

Solución

El área de la sección transversal de la pila es

$$A_p = \frac{\pi}{4}D^2 = \frac{\pi}{4}(0.406)^2 = 0.1295\ \text{m}^2$$

Inciso a: Cálculo de la capacidad de carga neta

De la ecuación (18.16), se tiene

$$Q_p = A_p q_p = A_p N_c^* c_{u(2)} = (0.1295)(9)(100) = \mathbf{116.55\ kN}$$

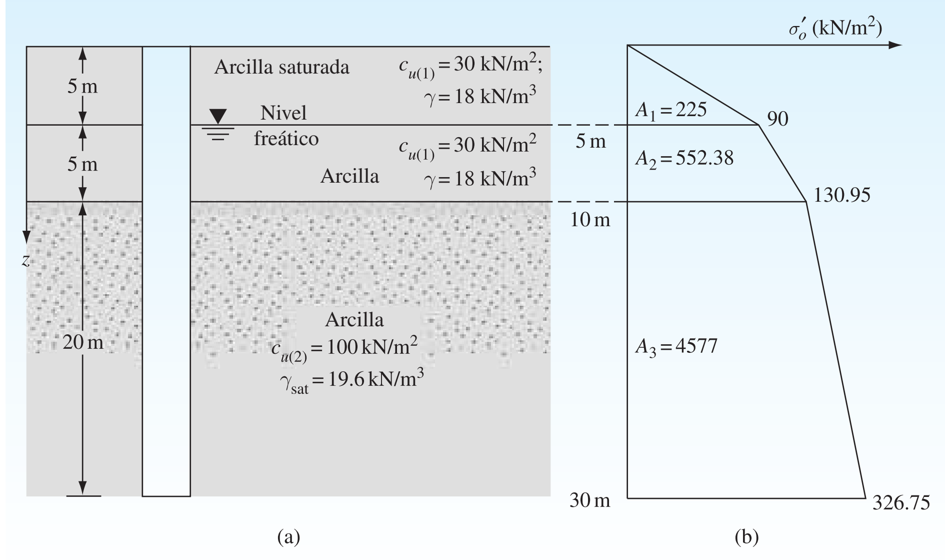


Figura 18.20

Inciso b: Cálculo de la resistencia superficial

(1) De la ecuación (18.28)

$$Q_s = \Sigma\, \alpha c_u p\, \Delta L$$

Para la capa superior del suelo, $c_{u(1)} = 30$ kN/m^2. De acuerdo con la gráfica promedio de la figura 18.17, $\alpha_1 = 1.0$. Del mismo modo, para la capa inferior del suelo, $c_{u(2)} = 100$ kN/m^2; $\alpha_2 = 0.5$. Por lo tanto,

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha_1 c_{u(1)}[(\pi)(0.406)]10 + \alpha_2 c_{u(2)}[(\pi)(0.406)]20 \\ &= (1)(30)[(\pi)(0.406)]10 + (0.5)(100)[(\pi)(0.406)]20 \\ &= 382.7 + 1275.5 = \mathbf{1658.2\ kN} \end{aligned}$$

(2) El valor promedio de c_u es

$$\frac{c_{u(1)}(10) + c_{u(2)}(20)}{30} = \frac{(30)(10) + (100)(20)}{30} = 76.7 \text{ kN/m}^2$$

Para obtener el valor promedio de $\bar{\sigma}'_o$, el diagrama de la variación del esfuerzo efectivo vertical con la profundidad se representa en la figura 18.20. De la ecuación (18.26),

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{L} = \frac{225 + 552.38 + 4577}{30} = 178.48 \text{ kN/m}^2$$

De la tabla 18.5, la magnitud de λ es 0.145. Así

$$f_{\text{prom}} = 0.145[178.48 + (2)(76.7)] = 48.12 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$Q_s = pLf_{\text{prom}} = \pi(0.406)(30)(48.12) = \mathbf{1841.3\ kN}$$

(3) La capa de arcilla superior (10 m) está normalmente consolidada y $\phi_R = 30$º.
Para $z = 0$-5 m [ecuación (18.33)],

$$\begin{aligned} f_{\text{prom}(1)} &= (1 - \operatorname{sen} \phi_R)\tan \phi_R\, \sigma'_{o\,(\text{prom})} \\ &= (1 - \operatorname{sen} 30°)(\tan 30°)\left(\frac{0 + 90}{2}\right) = 13.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Del mismo modo, para $z = 5$-10 m,

$$f_{\text{prom}(2)} = (1 - \operatorname{sen} 30°)(\tan 30°)\left(\frac{90 + 130.95}{2}\right) = 31.9 \text{ kN/m}^2$$

Para $z = 10$-30 m [ecuación (18.34)],

$$f_{\text{prom}} = (1 - \operatorname{sen} \phi_R)\tan \phi_R \sqrt{OCR}\, \sigma'_{a(\text{prom})}$$

Para $OCR = 2$,

$$f_{\text{prom}(3)} = (1 - \operatorname{sen} 30°)(\tan 30°)\sqrt{2}\left(\frac{130.95 + 326.75}{2}\right) = 93.43 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$Q_s = p[f_{\text{prom}(1)}(5) + f_{\text{prom}(2)}(5) + f_{\text{prom}(3)}(20)]$$
$$= (\pi)(0.406)[(13)(5) + (31.9)(5) + (93.43)(20)] = \mathbf{2669.7\ kN}$$

Inciso c: Cálculo de la capacidad última, Q_u

La comparación de los tres valores de Q_s muestran que los métodos α y λ dan resultados similares. Por eso se utiliza

$$Q_s = \frac{1658.2 + 1841.3}{2} \approx 1750 \text{ kN}$$

Por lo tanto,

$$Q_u = Q_p + Q_s = 116.55 + 1750 = 1866.55 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1866.55}{4} = \mathbf{466.6\ kN}$$

Ejemplo 18.8

Un pilote de concreto de 305 mm × 305 mm de sección transversal es conducido hasta una profundidad de 20 m en un suelo de arcilla saturada. Un resumen de la variación de la resistencia de fricción f_c obtenido a partir de una prueba de penetración de cono es el siguiente:

Profundidad (m)	**Resistencia a la fricción f_c (kg/cm^2)**
0–6	0.35
6–12	0.56
12–20	0.72

Estime la resistencia a la fricción Q_s del pilote.

Solución

Puede prepararse la siguiente tabla:

Profundidad (m)	**f_c (kN/m^2)**	**α' (Figura 18.18)**	**ΔL (m)**	**$\alpha' f_c p(\Delta L)$ [Ec. (18.36)] (kN)**
0–6	34.34	0.84	6	211.5
6–12	54.94	0.71	6	258.5
12–20	70.63	0.63	8	432.2

(*Nota*: $p = (4)(0.305) = 1.22$ m)

Por lo tanto,

$$Q_s = \Sigma\alpha' f_c p(\Delta L) = \mathbf{931\ kN}$$

18.12 Asentamiento elástico de pilotes

El asentamiento elástico de un pilote bajo una carga de trabajo vertical, Q_w, está determinado por tres factores:

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \quad (18.41)$$

donde

S_e = asentamiento total del pilote
$S_{e(1)}$ = asentamiento del eje del pilote
$S_{e(2)}$ = asentamiento causado por la carga en la punta del pilote
$S_{e(3)}$ = asentamiento causado por la carga transmitida a lo largo del eje del pilote

Determinación de $S_{e(1)}$

Si se supone que el material del pilote es elástico, la deformación del eje del pilote puede ser evaluada utilizando los principios fundamentales de mecánica de materiales:

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (18.42)$$

donde

Q_{wp} = carga soportada en el punto del pilote en condiciones de carga de trabajo
Q_{ws} = carga soportada por la resistencia a la fricción (superficial) en condiciones de carga de trabajo
A_p = área de la sección transversal del pilote
L = longitud del pilote
E_p = módulo de elasticidad del material del pilote

La magnitud de ξ depende de la naturaleza de la distribución de la resistencia unitaria a la fricción (superficial) a lo largo del eje del pilote. Puede variar entre 0.5 y 0.67 (Vesic, 1977).

Determinación de $S_{e(2)}$

El asentamiento de un pilote causado por la carga soportada por la punta del pilote se puede expresar como

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s}(1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (18.43)$$

donde

D = ancho o diámetro del pilote
Q_{wp} = punto de carga por unidad de superficie en la punta del pilote = Q_{wp}/A_p
E_s = módulo de elasticidad del suelo en o por debajo de la punta del pilote
μ_s = Coeficiente de suelo de Poisson
I_{wp} = factor de influencia ≈ 0.85

Tabla 18.7 Valores típicos de C_p recomendados por Vesic (1977) [ecuación (18.44)]

Tipo de suelo	Pilote clavado	Pilote perforado
Arena (densa a suelta)	0.02–0.04	0.09–0.18
Arcilla (rígida a blanda)	0.02–0.03	0.03–0.06
Limo (denso a suelto)	0.03–0.05	0.09–0.12

Vesic (1977) propuso un método semi-empírico para obtener la magnitud del asentamiento, $S_{e(2)}$:

$$S_{e(2)} = \frac{Q_{wp}C_p}{Dq_p} \tag{18.44}$$

donde

q_p = resistencia última en la punta del pilote
C_p = coeficiente empírico

Los valores representativos de C_p para diferentes suelos se presentan en la tabla 18.7.

Determinación de $S_{e(3)}$

El asentamiento de un pilote causado por la carga soportada a lo largo del eje está dado por una relación similar a la ecuación (18.43), o

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1 - \mu_s^2)I_{ws} \tag{18.45}$$

donde

p = perímetro del pilote
L = longitud empotrada del pilote
I_{ws} = factor de influencia

Debe tenerse en cuenta que el término Q_{ws}/pL en la ecuación (18.45) es el valor promedio de F a lo largo del eje del pilote. El factor de influencia, I_{ws}, tiene una sencilla relación empírica (Vesic, 1977):

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}} \tag{18.46}$$

Vesic (1977) también propuso una relación empírica sencilla similar a la ecuación (18.44) para la obtención de $S_{e(3)}$:

$$S_{e(3)} = \frac{Q_{ws}C_s}{Lq_p} \tag{18.47}$$

donde C_s = constante empírica = $(0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p$. (18,48)
Los valores de C_p para el uso de la ecuación (18.48) se pueden estimar a partir de la tabla 18.7.

Ejemplo 18.9

Un pilote prefabricado de concreto de 12 m de largo está completamente empotrado en la arena. La sección transversal del pilote mide 0.305 m × 0.305 m. La carga de trabajo admisible del pilote es 337 kN, de los cuales 240 kN son aportados por la fricción de la superficie. Determine el asentamiento elástico del pilote para $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m^2, $E_s = 30\,000$ kN/m^2 y $\mu_s = 0.3$.

Solución

Se usará la ecuación (18.41):

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

De la ecuación (18.42),

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Sea $\xi = 0.6$ y $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m^2. Entonces

$$S_{e(1)} = \frac{[97 + (0.6)(240)]12}{(0.305)^2(21 \times 10^6)} = 0.00148 \text{ m} = 1.48 \text{ mm}$$

De la ecuación (18.43),

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s}(1 - \mu_s^2)I_{wp}$$

$$I_{wp} = 0.85$$

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{97}{(0.305)^2} = 1042.7 \text{ kN/m}^2$$

Así

$$S_{e(2)} = \left[\frac{(1042.7)(0.305)}{30\,000}\right](1 - 0.3^2)(0.85) = 0.0082 \text{ m} = 8.2 \text{ mm}$$

Una vez más, de la ecuación (18.45),

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1 - \mu_s^2)I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{12}{0.305}} = 4.2$$

Así

$$S_{e(3)} = \frac{240}{(\pi \times 0.305)(12)}\left(\frac{0.305}{30\,000}\right)(1 - 0.3^2)(4.2) = 0.00081 \text{ m} = 0.81 \text{ mm}$$

Por lo tanto, el asentamiento total es

$$S_e = 1.48 + 8.2 + 0.81 = \mathbf{10.49 \text{ mm}}$$

18.13 Pruebas de carga de pilote

En la mayoría de los grandes proyectos debe realizarse un número determinado de pruebas de carga sobre los pilotes. La razón principal es la falta de fiabilidad de los métodos de predicción. La capacidad de carga vertical y lateral de un pilote puede ser probada en el campo. La figura 18.21a muestra un diagrama esquemático de la disposición del pilote de carga para la prueba de *compresión axial* en el campo. La carga es aplicada al pilote por un gato hidráulico. Cargas de paso se aplican al pilote y se permite que transcurra el tiempo suficiente después de cada carga, de manera que se produce un pequeño asentamiento que se mide mediante manómetros comparadores. La cantidad de carga que se aplicará a cada paso puede variar, dependiendo de los códigos de construcción locales. La mayoría de los códigos de construcción requieren que cada paso de carga sea aproximadamente de una cuarta parte de la carga de trabajo propuesta. La prueba de carga debe llevarse a cabo para una carga total de al menos dos veces la carga de trabajo propuesta. Después de alcanzar la carga deseada sobre el pilote, éste se descarga gradualmente.

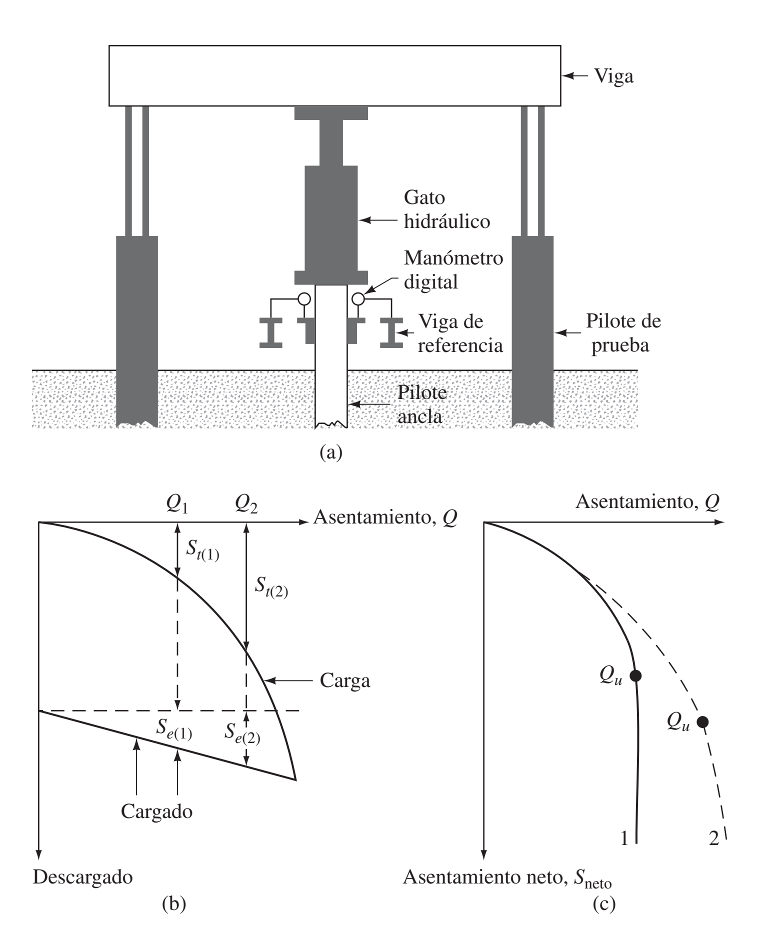


Figura 18.21 (a) Diagrama esquemático de la disposición del pilote de carga para la prueba; (b) gráfica de la carga en función del asentamiento total; (c) gráfica de la carga en función del asentamiento neto

La figura 18.21b muestra un diagrama de carga-asentamiento obtenido a partir de la carga y descarga en campo. Para cualquier carga Q la liquidación neta-pila se puede calcular de la siguiente manera:

Cuando $Q = Q_1$,

Asentamiento neto, $S_{neto(1)} = S_{t(1)} - S_{e(1)}$

Cuando $Q = Q_2$,

Asentamiento neto, $S_{neto(2)} = S_{t(2)} - S_{e(2)}$

⋮

donde

S_{neto} = asentamiento neto
S_e = asentamiento elástico del mismo pilote
S_t = asentamiento total

Estos valores de Q se pueden trazar en una gráfica en función del asentamiento neto correspondiente, S_{neto}, como se muestra en la figura 18.21c. La carga última del pilote se puede determinar entonces a partir de la gráfica. El asentamiento del pilote puede aumentar con la carga hasta cierto punto, más allá del cual la curva asentamiento-carga se vuelve vertical. La carga correspondiente al punto donde la curva de Q en función de S_{neto} se convierte en vertical es la carga última, Q_u, para el pilote; ésta es mostrada por la curva 1 en la figura 18.21c. En muchos casos, la última etapa de la curva carga-asentamiento es casi lineal, muestra un alto grado de asentamiento para un pequeño incremento de la carga; esto se muestra con la curva 2 en la figura. La carga última, Q_u, para tal caso se determina a partir del punto de la curva de Q en función de S_{neto} en donde comienza esta parte lineal empinada.

Uno de los métodos para obtener la carga última Q_u de la gráfica carga-asentamiento es el propuesto por Davisson (1973). El método de Davisson se utiliza con frecuencia en campo y se describe aquí. En referencia a la figura 18.22, la carga última se produce a un nivel de asentamiento (S_u) de

$$S_u(\text{mm}) = 0.012D_r + 0.1\left(\frac{D}{D_r}\right) + \frac{Q_u L}{A_p E_p} \tag{18.49}$$

donde

Q_u está en kN
D está en mm
D_r = diámetro del pilote de referencia o ancho (= 300 mm)
L = longitud del pilote (mm)
A_p = área de la sección transversal del pilote (mm^2)
E_p = módulo de Young del material del pilote (kN/mm^2)

La aplicación de este procedimiento se muestra en el ejemplo 18.10.

El procedimiento de prueba de carga que se acaba de describir requiere la aplicación de cargas de paso sobre los pilotes y la medición del asentamiento y se llama prueba de *carga controlada*. Otra técnica utilizada para una prueba del pilote de carga es la prueba de *penetración a velocidad constante*, en la que la carga sobre el pilote se incrementa continuamente para mantener una velocidad constante de penetración, que puede variar desde 0.25 hasta 2.5 mm/min. Esta prueba da como resultado una gráfica de carga-asentamiento similar a la obtenida a partir de la prueba de carga controlada. Otro tipo de prueba de pilote de carga es la *carga cíclica*, en la que una carga incremental se aplica y quita repetidamente.

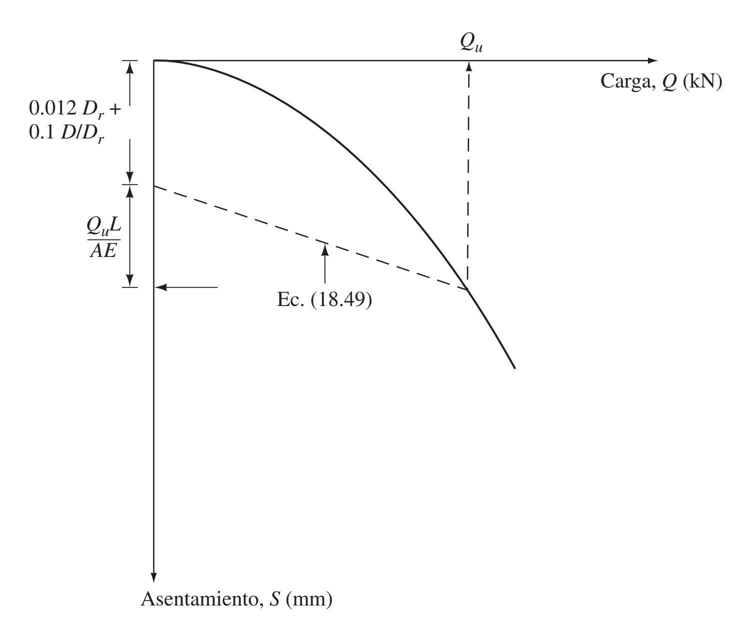


Figura 18.22 Método de Davisson para la determinación de Q_u

Con el fin de llevar a cabo una prueba de carga sobre pilotes, es importante tener en cuenta el lapso de tiempo después del final de la colocación (EOD). Cuando los pilotes se colocan en arcilla blanda, cierta zona que rodea el barro se convierte en remodelada o comprimida. Esto resulta en una reducción de la resistencia al corte sin drenar, c_u. Con el tiempo, la pérdida de resistencia al corte sin drenar está parcialmente o completamente recuperada. El lapso de tiempo puede oscilar entre 30 y 60 días.

Ejemplo 18.10

La figura 18.23 muestra los resultados de las pruebas de carga sobre un pilote de concreto de 20 m de largo (406 mm × 406 mm) incrustado en la arena. Utilizando el método de Davisson, determine la carga última Q_u. Dado: $E_p = 30 \times 10^6$ kN/m^2.

Solución

De la ecuación (18.49),

$$S_u = 0.012D_r + 0.1\left(\frac{D}{D_r}\right) + \frac{Q_uL}{A_pE_p}$$

$D_r = 300$ mm, $D = 406$ mm, $L = 20$ m $= 20\,000$ mm, $A_p = 406$ mm $\times$ 406 mm $=$ 164 836 mm^2 y $E_p = 30 \times 10^6$ kN/m^2. Por lo tanto,

$$S_u = (0.012)(300) + (0.1)\left(\frac{406}{300}\right) + \frac{(Q_u)(20\,000)}{(30)(164\,836)}$$

$$= 3.6 + 0.135 + 0.004Q_u = 3.735 + 0.004Q_u$$

La línea de S_u (mm) $= 3.735 + 0.004Q_u$ se dibuja en la figura 18.23. La intersección de esta línea con la curva de carga-asentamiento da la carga última de $Q_u =$ **1640 kN**.

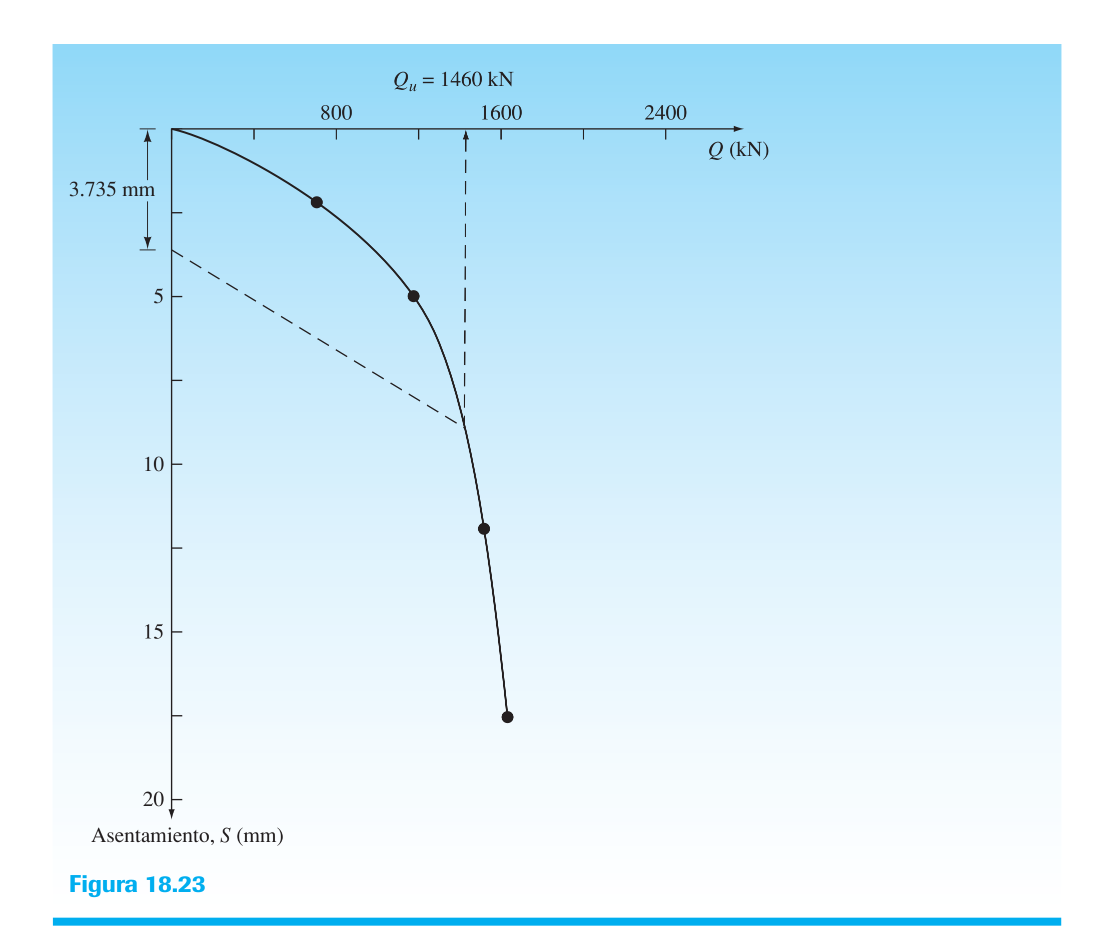


Figura 18.23

18.14 Fórmulas para la colocación de pilotes

Para desarrollar la capacidad de carga deseada, un pilote de punta de carga debe penetrar la capa de suelo denso lo suficiente o tener contacto suficiente con una capa de roca. Este requisito no siempre puede ser satisfecho por la colocación de un pilote a una profundidad predeterminada porque los perfiles del suelo varían. Por esa razón se han desarrollado varias ecuaciones para calcular la capacidad última de un pilote durante la colocación. Estas ecuaciones dinámicas son ampliamente utilizadas en el campo para determinar si el pilote ha alcanzado un valor de carga satisfactorio a la profundidad predeterminada. Una de las primeras de estas ecuaciones dinámicas, comúnmente conocida como la *fórmula Engineering News Record (ENR),* se deriva de la teoría del trabajo y la energía, es decir,

energía impartida por el martillo por golpe
= (resistencia del pilote) (penetración por golpe de martillo)

De acuerdo con la fórmula *ENR*, la resistencia del pilote es la carga última, Q_u, expresada como

$$Q_u = \frac{W_R h}{S + C} \tag{18.50}$$

donde

W_R = peso del ariete
h = altura de la caída del ariete
S = penetración del pilote por golpe de martillo
C = constante

La penetración de la pila, S, generalmente se basa en el valor promedio obtenido de los últimos golpes de conducción. En la forma original de la ecuación se recomiendan los siguientes valores de C:

Para martinetes: $C = 2.54$ cm (si las unidades de S y h están en centímetros)
Para martillos de vapor: $C = 0.254$ cm (si las unidades de S y h están en centímetros)

Además, un factor de seguridad de $FS = 6$ fue recomendado para estimar la capacidad admisible del pilote. Tenga en cuenta que, para martillos de efecto simple y doble, el término $W_R H$ puede ser remplazado por EH_E (donde E = eficiencia del martillo y H_E = energía estimada del martillo). Por lo tanto,

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C} \tag{18.51}$$

La fórmula *ENR* para clavar pilotes ha sido revisada varias veces a lo largo de los años. Una forma reciente, la *fórmula ENR modificada,* es

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C}\,\frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p} \tag{18.52}$$

donde

E = eficiencia del martillo
C = 0.254 cm si las unidades de S y h están en centímetros
W_p = peso del pilote
n = coeficiente de restitución entre el pistón y el encepado

Las eficiencias de los diferentes martillos de percusión, E, se encuentran en los siguientes rangos:

Tipo de martillo	**Eficiencia, *E***
Martillos de efecto simple y doble	0.7–0.85
Martillos de diesel	0.8–0.9
Martinetes	0.7–0.9

Algunos valores representativos del coeficiente de restitución, n, son los siguientes:

Material del pilote	**Coeficiente de restitución, *n***
Martillo de hierro fundido y pilotes de concreto (sin tapa)	0.4–0.5
Cojines de madera sobre pilotes de acero	0.3–0.4
Pilotes de madera	0.25–0.3

Un factor de seguridad de entre 4 y 6 puede ser utilizado en la ecuación (18.52) para obtener la capacidad de carga admisible de un pilote.

Otra ecuación, conocida como la *fórmula danesa*, también produce resultados tan fiables como cualquier otra ecuación:

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\dfrac{EH_E L}{2A_p E_p}}} \tag{18.53}$$

donde

E = eficiencia del martillo
H_E = energía nominal del martillo
E_p = módulo de elasticidad del material del pilote
L = longitud del pilote
A_p = área de la sección transversal del pilote

Deben utilizarse unidades consistentes en la ecuación (18.53). Se recomienda un factor de seguridad de 3 a 6 para estimar la capacidad de soporte de carga admisible de los pilotes.

Ejemplo 18.11

Un pilote de concreto prefabricado de 305 mm × 305 mm de sección transversal es clavado por un martillo. Se tienen estos valores:

energía nominal máxima del martillo = 35 kN-m
peso del ariete = 36 kN
longitud total del pilote = 20 m
eficiencia del martillo = 0.8
coeficiente de restitución = 0.45
peso del encepado = 3.2 kN
número de golpes para los últimos 25.4 mm de penetración = 5

Estime la capacidad admisible del pilote por el uso de cada una de estas ecuaciones:

a. La ecuación (18.51) (use $FS = 6$)
b. La ecuación (18.52) (use $FS = 5$)
c. La ecuación (18.53) (use $FS = 4$)

Solución

Inciso a. La ecuación (18.51) es

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C}$$

Se tiene $E = 0.8$, $H_E = 35$ kN-m y

$$S = \frac{25.4}{5} = 5.08 \text{ mm} = 0.508 \text{ cm}$$

Así

$$Q_u = \frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 0.254} = 3674.5 \text{ kN}$$

Por lo tanto,

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{3674.5}{6} \approx \mathbf{612\ kN}$$

Inciso b. La ecuación (18.52) es

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

Peso del pilote $= LA_p\gamma_c = (20)(0.305)^2(23.58) = 43.87$ kN y
W_p = peso del pilote + peso del encepado $= 43.87 + 3.2 = 47.07$ kN

Así

$$Q_u = \left[\frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 0.254}\right]\left[\frac{36 + (0.45)^2(47.07)}{36 + 47.07}\right]$$
$$= (3674)(0.548) \approx 2013 \text{ kN}$$
$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{2013}{5} = 402.6 \text{ kN} \approx \mathbf{403\ kN}$$

Inciso c. La ecuación (18.53) es

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\dfrac{EH_E L}{2A_p E_p}}}$$

Se tiene $E_p \approx 20.7 \times 10^6$ kN/m^2. Así

$$\sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}} = \sqrt{\frac{(0.8)(35)(20)}{(2)(0.305)^2(20.7 \times 10^6)}} = 0.0121 \text{ m} = 1.21 \text{ cm}$$

Por lo tanto,

$$Q_u = \frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 1.21} = 1630 \text{ kN}$$
$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1630}{4} = \mathbf{407.5\ kN}$$

18.15 Fricción superficial negativa

La fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre ejercida hacia abajo sobre el pilote por la tierra que lo rodea. Esta acción puede producirse bajo condiciones como las siguientes:

1. Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre una capa de suelo granular en la que se clava un pilote, el relleno se consolidará gradualmente. Este proceso de consolidación ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote (figura 18.24a) durante el periodo de consolidación.
2. Si un relleno de suelo granular se coloca sobre una capa de arcilla blanda, como se muestra en la figura 18.24b, induce el proceso de consolidación en la capa de arcilla y, por lo tanto, ejerce un arrastre hacia abajo sobre el pilote.
3. La reducción del nivel freático incrementará el esfuerzo efectivo vertical en el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá al asentamiento de consolidación en arcilla. Si un pilote se encuentra en la capa de arcilla, éste se somete a una fuerza de arrastre hacia abajo.

En algunos casos la fuerza de arrastre hacia abajo puede ser excesiva y causar una falla de cimentación. Esta sección describe dos métodos provisionales para calcular la fricción negativa.

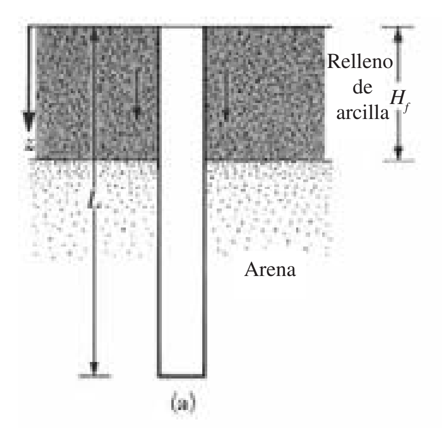
Relleno de arcilla sobre suelo granular (figura 18.24a)

Similar al método β que se presentó en la sección 18.9, el esfuerzo superficial negativo (hacia abajo) sobre el pilote es

$$f_n = K'\sigma'_o \tan \delta' \tag{18.54}$$

donde

K' = coeficiente de presión de tierra = $K_o = 1 - \text{sen}\,\phi'$
σ'_o = tensión efectiva vertical a cualquier profundidad $z = \gamma'_f z$
γ'_f = peso de la unidad efectiva de relleno
δ' = ángulo de fricción suelo-pilote $\approx 0.5\phi'$–$0.7\phi'$



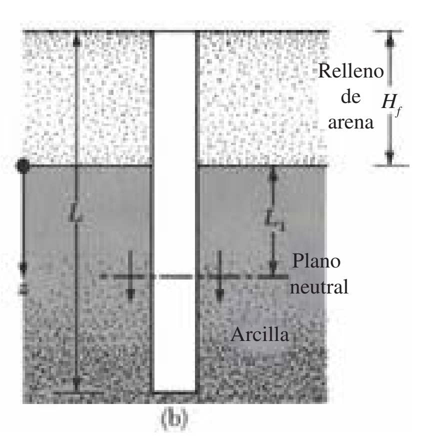


Figura 18.24 Fricción superficial negativa

Por lo tanto, la fuerza de fricción total hacia abajo, Q_n, sobre un pilote es

$$Q_n = \int_0^{H_f} (pK'\gamma'_f \tan\delta')z\,dz = \frac{pK'\gamma'_f H_f^2 \tan\delta'}{2} \tag{18.55}$$

donde H_f = altura del relleno. Si el relleno está por encima del nivel freático, el peso unitario efectivo, γ'_f, debe ser sustituido por el peso unitario húmedo.

Relleno de suelo granular sobre arcilla (figura 18.24b)

En este caso, la evidencia indica que la fricción superficial negativa sobre el pilote puede existir desde $z = 0$ a $z = L_1$, lo que se conoce como *profundidad neutra* (ver Vesic, 1977, pp. 25-26, para la discusión). La profundidad neutral puede administrarse en la forma (Bowles, 1982)

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1}\left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'}\right) - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'} \tag{18.56}$$

donde γ'_f y γ' = pesos unitarios efectivos del relleno y la capa de arcilla subyacente, respectivamente.

Una vez determinado el valor de L_1, se obtiene la fuerza de resistencia a la baja de la siguiente manera: la fricción superficial negativa unitaria a cualquier profundidad de $z = 0$ a $z = L_1$ es

$$f_n = K'\sigma'_o \tan\delta' \tag{18.57}$$

donde

$K' = K_o = 1 - \text{sen}\,\phi'$
$\sigma'_o = \gamma'_f H_f + \gamma' z$
$\delta' = 0.5\phi'–0.7\phi'$

Por lo tanto, la fuerza total de fricción es

$$Q_n = \int_0^{L_1} pf_n\,dz = \int_0^{L_1} pK'(\gamma'_f H_f + \gamma' z)\tan\delta'\,dz$$
$$= (pK'\gamma'_f H_f \tan\delta')L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma' \tan\delta'}{2} \tag{18.58}$$

Para pilotes de soporte final puede suponerse que la profundidad neutral está situada en la punta del pilote (es decir, $L_1 = L - H_f$).

Si el suelo y el relleno están por encima del nivel freático, los pesos unitarios efectivos deben ser sustituidos por pesos unitarios húmedos. En algunos casos los pilotes pueden estar recubiertos con betún en la zona de fricción descendente para evitar este problema. Baligh *et al.* (1978) resumieron los resultados de varias pruebas de campo que se realizaron para evaluar la eficacia del revestimiento de betún en la reducción de la fricción negativa.

Ejemplo 18.12

Consulte la figura 18.24b. Aquí, $H_f = 2$ m, diámetro del pilote = 0.305 m, $\gamma_f = 16.5$ kN/m^3, $\phi'_{(\text{arcilla})} = 34°$, $\gamma_{\text{sat(arcilla)}} = 17.2$ kN/m^3 y $L = 20$ m. El nivel freático coincide con la parte superior de la capa de arcilla. Determine la fuerza de fricción hacia abajo.

Solución

La profundidad del plano neutro se da en la ecuación (18.56) como

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1}\left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma_f H_f}{\gamma'}\right) - \frac{2\gamma_f H_f}{\gamma'}$$

Se debe considerar que en la ecuación (18.56) γ'_f ha sido sustituido por γ_f porque el relleno está por encima del nivel freático. Así

$$L_1 = \frac{20 - 2}{L_1}\left[\frac{(20 - 2)}{2} + \frac{(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)}\right] - \frac{(2)(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)}$$

$$= \frac{242.4}{L_1} - 8.93$$

$$L_1 = 11.75 \text{ m}$$

Ahora, en referencia a la ecuación (18.58), se tiene

$$Q_n = (pK'\gamma_f H_f \tan \delta')L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma' \tan \delta'}{2}$$

$$p = \pi(0.305) = 0.958 \text{ m}$$

$$K' = 1 - \text{sen } 34° = 0.44$$

$$Q_n = (0.958)(0.44)(16.5)(2)[\tan(0.6 \times 34)](11.75) + \frac{(11.75)^2(0.958)(0.44)(17.2 - 9.81)[\tan(0.6 \times 34)]}{2}$$

$$= 60.78 + 79.97 = \mathbf{140.75 \text{ kN}}$$

18.16 Pilotes agrupados: eficiencia

En la mayoría de casos, los pilotes se usan en grupos para transmitir la carga estructural al suelo (figura 18.25). Un *encepado* se construye sobre un *grupo de pilotes* (figura 18.25a). La determinación de la capacidad de carga de los pilotes agrupados es extremadamente complicada y aún no ha sido resuelta por completo. Cuando los pilotes se colocan uno cerca del otro, una suposición razonable es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslapan (figura 18.25b), reduciendo así la capacidad de soporte de carga de los pilotes. Idealmente, los pilotes en un grupo se deben espaciar de manera que la capacidad de soporte de carga del grupo no sea menor que la suma de la capacidad de soporte de los pilotes individuales. En la práctica, la separación mínima de centro a centro del pilote, d, es $2.5D$ y en situaciones normales está realmente cerca de $3D$ a $3.5D$.

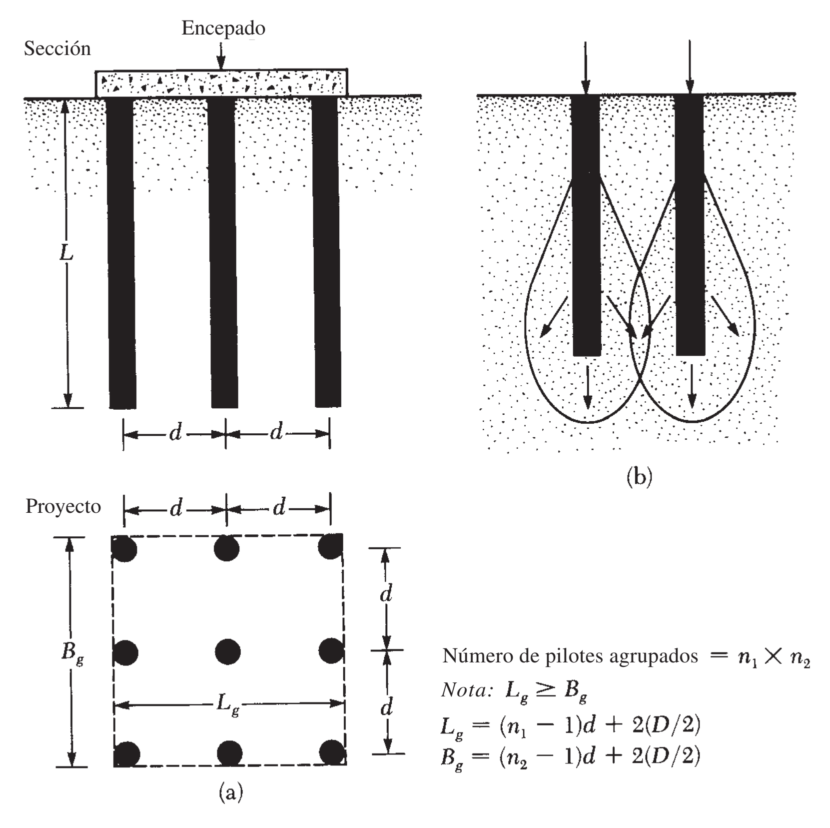


Figura 18.25 Grupos de pilotes

La eficiencia de la capacidad de soporte de carga de un grupo de pilotes se puede definir como

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \tag{18.59}$$

donde

η = eficiencia de grupo
$Q_{g(u)}$ = capacidad de carga máxima del grupo de pilotes
Q_u = capacidad de carga máxima de cada pilote sin el efecto de grupo

Pilotes en arena

Con base en las observaciones experimentales del comportamiento de los pilotes agrupados en arena hasta la fecha, se pueden extraer dos conclusiones generales:

1. Para grupos de pilotes *clavados* en *arena* con $d \geq 3D$, $Q_{g(u)}$ puede ser tomado como ΣQ_u, que incluye la fricción y la capacidad de carga en la punta de pilotes individuales.
2. Para grupos de pilotes *perforados* en *aren*a con separaciones convencionales ($d \approx 3D$), $Q_{g(u)}$ puede ser tomado como $\frac{2}{3}$ a $\frac{3}{4}$ veces ΣQ_u (capacidades de punto de apoyo y de fricción de pilotes individuales).

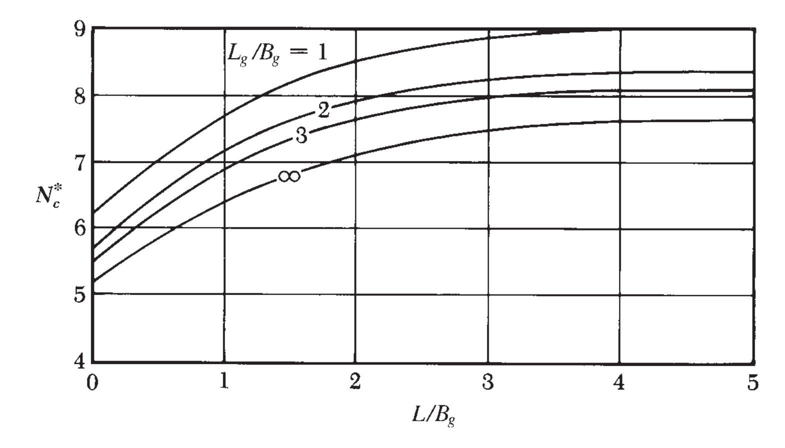


Figura 18.26 Variación de N_c^* con L_g/B_g y L/B_g

Pilotes en arcilla

La capacidad última de carga del grupo de pilotes en arcilla puede ser estimada con el siguiente procedimiento:

1. Determinar $\Sigma Q_u = n_1 n_2 (Q_p + Q_s)$. De la ecuación (18.16),

$$Q_p = A_p [9c_{u(p)}]$$

donde $c_{u(p)}$ = cohesión no drenada de la arcilla en la punta del pilote. También, a partir de la ecuación (18.28),

$$Q_s = \sum \alpha p c_u \Delta L$$

Así

$$\sum Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \sum \alpha p c_u \Delta L] \qquad (18.60)$$

2. Determinar la capacidad última suponiendo que los pilotes en el grupo actúan como un bloque con dimensiones de $L_g \times B_g \times L$. La resistencia superficial del bloque es

$$\sum p_g c_u \Delta L = \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

Calcular la capacidad de soporte de la punta a partir de

$$A_p q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^*$$

La variación de N_c^* con L/B_g y L_g/B_g se ilustra en la figura 18.26. Por lo tanto, la carga última es

$$\sum Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \qquad (18.61)$$

3. Comparar los valores obtenidos a partir de las ecuaciones (18.60) y (18.61). El menor de los dos valores es $Q_{g(u)}$.

Pilotes en roca

Para pilotes de punta de carga apoyados sobre roca, la mayoría de los códigos de construcción especifican que $Q_{g(u)} = \Sigma Q_u$, a condición de que la separación mínima de centro a centro de los pilotes sea $D + 300$ mm. Para pilotes en H y con secciones transversales cuadradas, la magnitud de D es igual a la dimensión diagonal de la sección transversal del pilote.

Comentarios generales

Un encepado descansa sobre el suelo, como se muestra en la figura 18.25a, contribuyendo a la capacidad de soporte de carga de un grupo de pilotes. Sin embargo, esta contribución puede ser ignorada con fines de diseño debido a que el soporte se puede perder como resultado de la erosión del suelo o excavación durante la vida del proyecto.

Ejemplo 18.13

En la figura 18.27 se muestra la sección de un grupo de pilotes de 3 × 4 en una arcilla saturada estratificada. Los pilotes son de sección cuadrada (356 mm × 356 mm). La separación de centro a centro, *d*, de los pilotes es de 890 mm. Determine la capacidad de carga admisible del grupo de pilotes. Utilice $FS = 4$.

Solución

De la ecuación (18.60),

$$\sum Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \alpha_1 p c_{u(1)} L_1 + \alpha_2 p c_{u(2)} L_2]$$

De la figura 18.17, $c_{u(1)} = 50 \text{ kN/m}^2$; $\alpha_1 = 0.86$ y $c_{u(2)} = 85 \text{ kN/m}^2$; $\alpha_2 = 0.6$.

$$\sum Q_u = (3)(4)\begin{bmatrix} (9)(0.356)^2(85) + (0.86)(4 \times 0.356)(50)(5) + \\ (0.6)(4 \times 0.356)(85)(15) \end{bmatrix} \approx 17\,910 \text{ kN}$$

Para pilotes que actúan como un grupo,

$$L_g = (3)(890) + 356 = 3026 \text{ mm} = 3.026 \text{ m}$$

$$B_g = (2)(890) + 356 = 2136 \text{ mm} = 2.136 \text{ m}$$

$$\frac{L_g}{B_g} = \frac{3.026}{2.136} = 1.42$$

$$\frac{L}{B_g} = \frac{20}{2.136} = 9.36$$

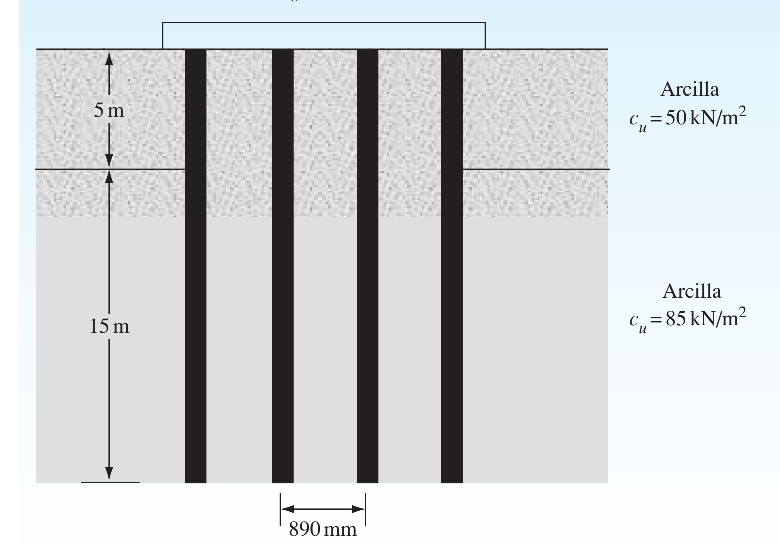


Figura 18.27

De la figura 18.26, $N_c^* \approx 8.75$. De la ecuación (18.61)

$$\begin{aligned}\sum Q_u &= L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \\ &= (3.026)(2.136)(85)(8.75) + (2)(3.026 + 2.136)[(50)(3) + (85)(15)] \\ &= 19\,519 \text{ kN}\end{aligned}$$

Por lo tanto,

$$\sum Q_u = 17\,910 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{\text{adm}} = \frac{17\,910}{FS} = \frac{17\,910}{4} \approx \mathbf{4478\ kN}$$

18.17 Asentamiento elástico de un grupo de pilotes

En la literatura han sido reportadas varias investigaciones relativas al asentamiento de un grupo de pilotes con resultados muy variables. La relación más simple para el asentamiento del grupo de pilotes fue dada por Vesic (1969) como

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_e \tag{18.62}$$

donde

$S_{g(e)}$ = asentamiento elástico del grupo de pilotes
B_g = ancho de sección del grupo de pilotes (ver figura 18.25a)
D = anchura o diámetro de cada pilote en el grupo
S_e = asentamiento elástico de cada pilote con carga de trabajo comparable (véase sección 18.12)

Para grupos de pilotes en arena y grava, Meyerhof (1976) sugirió

$$S_{g(e)}(\text{mm}) = \frac{0.92 q \sqrt{B_g} I}{N_{60}} \tag{18.63}$$

donde

$$q\ (\text{kN/m}^2) = Q_g/(L_g B_g) \tag{18.64}$$

L_g y B_g = longitud y anchura de la sección de grupo de pilotes, respectivamente (m)
N_{60} = número de penetración estándar promedio dentro del centro del asentamiento ($\approx B_g$ profunda debajo de la punta de los pilotes)
I = factor de influencia = $1 - L/8B_g \geq 0.5$
L = longitud de empotramiento de los pilotes (m) (18.65)

Del mismo modo, el asentamiento del grupo de pilotes está relacionado con la resistencia a la penetración de cono como

$$S_{g(e)} = \frac{q B_g I}{2 q_c} \tag{18.66}$$

donde q_c = resistencia promedio a la penetración de cono dentro del centro del asentamiento. En la ecuación (18.66) todos los símbolos están en unidades consistentes.

18.18 Asentamiento de consolidación de un grupo de pilotes

El asentamiento de consolidación de un grupo de pilotes puede ser estimado suponiendo un método de distribución aproximada que se refiere comúnmente como el método 2:1. El procedimiento de cálculo implica las siguientes etapas (figura 18.28):

1. Sea L la profundidad de empotramiento de los pilotes. El grupo se somete a una carga total de Q_g. Si el encepado está por debajo de la superficie original del terreno, Q_g es igual a la carga total de la superestructura en los pilotes, menos el peso efectivo del suelo por encima del grupo de pilotes removido por la excavación.
2. Supongamos que la carga Q_g se transmite al suelo a partir de una profundidad de $2L/3$ de la parte superior del pilote, como se muestra en la figura 18.28 ($z = 0$). La carga Q_g se extiende a lo largo de líneas 2 vertical:1 horizontal a esta profundidad. Las líneas aa' y bb' son las dos líneas de 2:1.
3. Calcular el aumento del esfuerzo efectivo causado a la mitad de cada capa de suelo por la carga Q_g:

$$\Delta\sigma'_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \tag{18.67}$$

   donde

   $\Delta\sigma'_i$ = aumento del esfuerzo efectivo a la mitad de la capa i
   L_g, B_g = largo y ancho del plano del grupo de pilotes, respectivamente
   z_i = distancia a partir de $z = 0$ a la mitad de la capa de arcilla, i

   Por ejemplo, en la figura 18.28, para la capa 2, $z_i = L_1/2$; para la capa 3, $z_i = L_1 + L_2/2$, y para la capa 4, $z_i = L_1 + L_2 + L_3/2$. Sin embargo, tenga en cuenta que no habrá aumento de estrés en 1 capa de arcilla, ya que está por encima del plano horizontal ($z = 0$), a partir del cual se inicia la distribución del esfuerzo al suelo.
4. Calcular el asentamiento de cada capa causado por el aumento del esfuerzo:

$$\Delta S_{c(i)} = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{0(i)}}\right] H_i \tag{18.68}$$

   donde

   $\Delta S_{c(i)}$ = asentamiento de consolidación de la capa i
   $\Delta e_{(i)}$ = cambio de la relación de vacíos causados por el aumento del esfuerzo en la capa i
   $e_{o(i)}$ = relación de vacíos inicial de la capa i (antes de la construcción)
   H_i = espesor de la capa i (*Nota:* En la figura 18.28, para la capa 2, $H_i = L_1$; para la capa 3, $H_i = L_2$, y para la capa 4, $H_i = L_3$).

   Las relaciones de $\Delta e_{(i)}$ se dan en el capítulo 9.
5. Calcular el asentamiento total de consolidación del grupo de pilotes como

$$\Delta S_{c(g)} = \sum \Delta S_{c(i)} \tag{18.69}$$

Se debe tener en cuenta que el asentamiento de consolidación de los pilotes puede ser iniciado por los rellenos colocados en las inmediaciones, cargas de pisos adyacentes y disminución de los niveles freáticos.

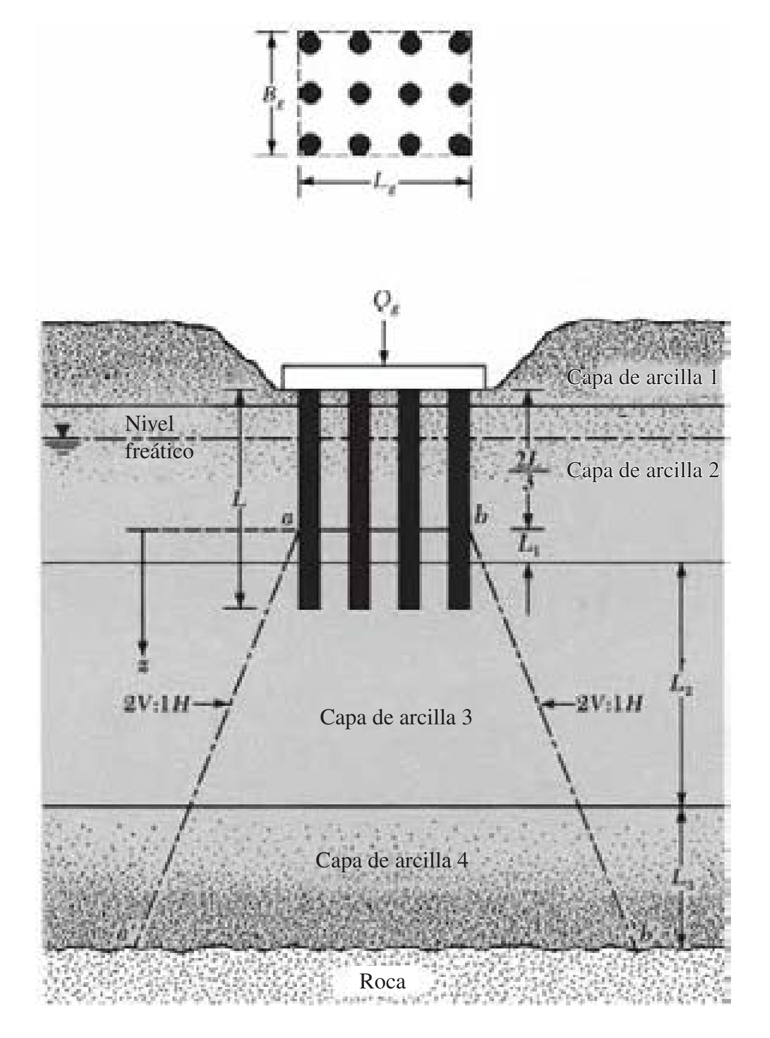


Figura 18.28 Asentamiento de consolidación de un grupo de pilotes

Ejemplo 18.14

En la figura 18.29 se muestra un grupo de pilotes en arcilla. Determine el asentamiento de consolidación de los grupos de pilotes. Todas las arcillas están normalmente consolidadas.

Solución

Debido a que los pilotes son de 15 m de longitud cada uno, la distribución del esfuerzo comienza a una profundidad de 10 m por debajo de la parte superior del pilote. Se tiene Q_g = 2000 kN.

Cálculo del asentamiento de la capa de arcilla 1

Para arcillas normalmente consolidadas,

$$\Delta S_{c(1)} = \left[\frac{C_{c(1)}H_1}{1 + e_{0(1)}}\right]\log\left[\frac{\sigma'_{o(1)} + \Delta\sigma'_{(1)}}{\sigma'_{o(1)}}\right]$$

$$\Delta\sigma'_{(1)} = \frac{Q_g}{(L_g + z_1)(B_g + z_1)} = \frac{2000}{(3.3 + 3.5)(2.2 + 3.5)} = 51.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{o(1)} = 2(16.2) + 12.5(18.0 - 9.81) = 134.8 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$\Delta S_{c(1)} = \left[\frac{(0.3)(7)}{1 + 0.82}\right]\log\left[\frac{134.8 + 51.6}{134.8}\right] = 0.1624 \text{ m} = \mathbf{162.4 \text{ mm}}$$

Asentamiento de la capa 2

$$\Delta S_{c(2)} = \left[\frac{C_{c(2)}H_2}{1 + e_{o(2)}}\right]\log\left[\frac{\sigma'_{o(2)} + \Delta\sigma'_{(2)}}{\sigma'_{o(2)}}\right]$$

$$\sigma'_{o(2)} = 2(16.2) + 16(18.0 - 9.81) + 2(18.9 - 9.81) = 181.62 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma'_{(2)} = \frac{2000}{(3.3 + 9)(2.2 + 9)} = 14.52 \text{ kN/m}^2$$

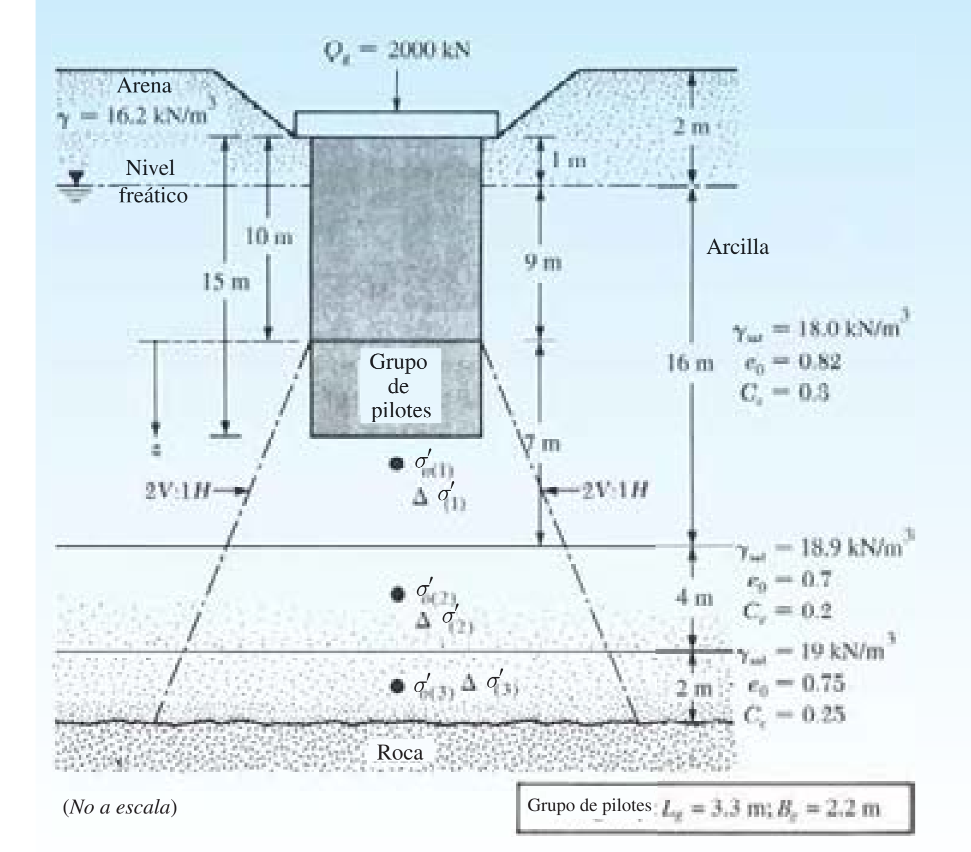


Figura 18.29

Por lo tanto,

$$\Delta S_{c(2)} = \left[\frac{(0.2)(4)}{1 + 0.7}\right]\log\left[\frac{181.62 + 14.52}{181.62}\right] = 0.0157 \text{ m} = \mathbf{15.7\ mm}$$

Asentamiento de la capa 3

$$\sigma'_{o(3)} = 181.62 + 2(18.9 - 9.81) + 1(19 - 9.81) = 208.99 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma'_{(3)} = \frac{2000}{(3.3 + 12)(2.2 + 12)} = 9.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta S_{c(3)} = \left[\frac{(0.25)(2)}{1 + 0.75}\right]\log\left[\frac{208.99 + 9.2}{208.99}\right] = 0.0054 \text{ m} = \mathbf{5.4\ mm}$$

Por lo tanto, el asentamiento total es

$$\Delta S_{c(g)} = 162.4 + 15.7 + 5.4 = \mathbf{183.5\ mm}$$

18.19 Resumen

A continuación se presenta un resumen de los temas importantes tratados en este capítulo.

1. Dependiendo de la carga estructural, las condiciones ambientales y la profundidad de penetración necesaria, los pilotes pueden estar hechos de acero, concreto y madera. En ciertas circunstancias, también se utilizan los pilotes compuestos.
2. Los pilotes de carga puntual transmiten la mayor parte de la carga estructural hasta la roca madre o línea de material rocoso ubicada a una profundidad razonable.
3. En pilotes de fricción, la mayor parte de la carga estructural es soportada por la resistencia a la fricción en la interfaz pilote-suelo.
4. Dependiendo de la naturaleza de la colocación, los pilotes pueden ser clasificados como pilotes con o sin desplazamiento.
5. En suelos granulares, la resistencia en la punta [ecuaciones (18.13) y (18.14)]

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq 50 N_q^* \tan \phi'$$

En arcillas saturadas [ecuación (18.16)]

$$Q_p = 9 c_u A_p$$

6. En suelos granulares, la resistencia a la fricción [ecuaciones (18.17) y (18.18)],

$$Q_s = \Sigma p\,\Delta L f = \Sigma(p)(\Delta L)(K\sigma'_o \tan \delta')$$

La profundidad crítica hasta el esfuerzo efectivo vertical, σ'_o, aumenta, es aproximadamente 15D. Para $L \geq 15$, σ'_o permanece constante.

7. La resistencia superficial (Q_s) en suelos cohesivos se puede determinar por los métodos α, λ y β [ecuaciones (18.25) a (18.34)].
8. El asentamiento elástico de los pilotes es la suma de la compresión del pilote, el asentamiento causado por la carga soportada en la punta y el asentamiento causado por la carga transmitida a lo largo del eje del pilote (sección 18.12).
9. La fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote debido a la consolidación de las capas de arcilla.

10. La eficiencia (η) del grupo de pilotes es [ecuación (18.59)]

$$\eta = \frac{Q_{u(g)}}{\Sigma Q_u}$$

Para pilotes clavados en arena, cuando la separación de centro a centro del pilote (d) es igual o superior a $3D$ (D = diámetro del pilote), el valor de η puede tomarse como 1. Para pilotes excavados en la arena, cuando $d \approx 3D$, el valor de η es cerca de 2/3 a 3/4.

11. La capacidad de grupo para pilotes en arcilla debe ser estimada para las dos condiciones siguientes: (a) los pilotes podrán actuar individualmente, por lo que $Q_g = \Sigma Q_u$, y (b) los pilotes agrupados pueden actuar como un bloque con dimensiones de $L_g \times B_g \times L$ [ver ecuación (18.61)]. El menor de los dos valores estimados arriba es la capacidad de grupo.

Problemas

18.1 Un pilote de concreto tiene 12 m de largo y 356 mm × 356 mm de sección transversal. El pilote está completamente incrustado en la arena, por lo que $\gamma = 17.5$ kN/m^3 y $\phi = 30°$.

a. Calcule la carga última de la punta, Q_p. [Utilice la ecuación (18.13).]
b. Determine la resistencia total a la fricción de $K = 1.3$ y $\delta' = 0.8\,\phi'$. [Use las ecuaciones (18.17), (18.18) y (18.19).]

18.2 Repita el problema 18.1 para $\gamma = 18.4$ kN/m^3 y $\phi' = 37°$.

18.3 Un pilote de tubería de tipo cerrado se muestra en la figura 18.30.

a. Encuentre el punto de carga última.
b. Determine la resistencia máxima a la fricción, Q_s, usando $K = 1.4$ y $\delta' = 0.6\,\phi'$.
c. Calcule la carga admisible del pilote; use $FS = 4$.

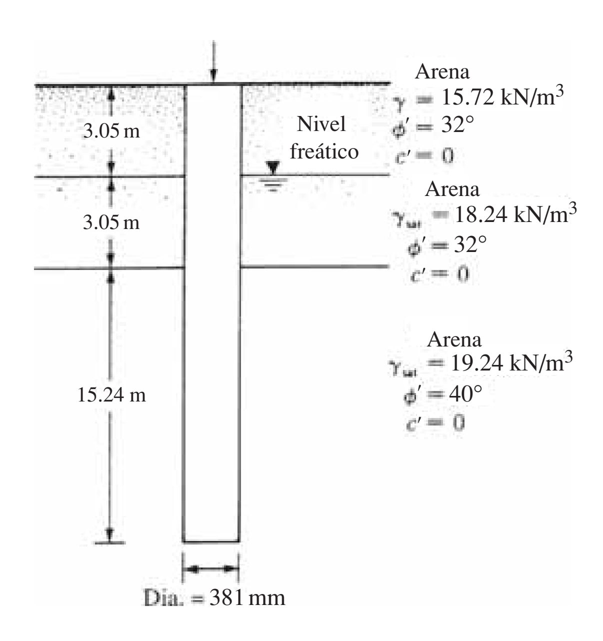


Figura 18.30

18.4 A continuación se presenta la variación del N_{60} con la profundidad en un depósito de suelo granular. Un pilote de concreto de 9 m de largo (0.305 m × 0.305 m en sección transversal) es colocado y clavado completamente en la arena.

Profundidad (m)	N_{60}
1.5	4
3.0	8
4.5	7
6.0	5
7.5	16
9.0	18
10.5	21
11.0	24
12.5	20
14.0	19

Estime la capacidad de carga admisible del pilote (Q_{adm}). Utilice $FS = 4$ y las ecuaciones de Meyerhof [ecuaciones (18.15) y (18.20)].

18.5 Un pilote de concreto de 15 m de largo con una sección transversal de 380 mm × 380 mm está completamente incrustado en una capa de arcilla saturada. Para la arcilla, $\gamma_{sat} = 18$ kN/m^3, $\phi = 0$ y $c_u = 80$ kN/m^2. Suponga que el nivel freático se encuentra por debajo de la punta del pilote. Determine la carga admisible que el pilote puede soportar ($FS = 3$). Utilice el método α para estimar la resistencia de la superficie.

18.6 Repita el problema 18.5 utilizando el método λ para estimar la resistencia de la superficie.

18.7 En la figura 18.31 se muestra un pilote de concreto con 381 mm × 381 mm de sección transversal. Calcule la resistencia máxima de la superficie utilizando cada uno de los siguientes métodos:

a. Método α

b. Método λ

c. Método β

Utilice $\phi'_R = 25°$ para todas las arcillas, que están normalmente consolidadas.

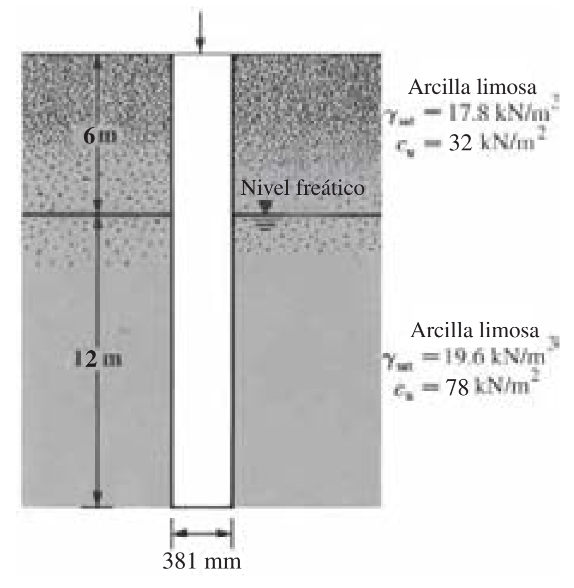


Figura 18.31

18.8 Un pilote de acero (sección en H; HP 360 × 1.491; véase tabla 18.l) es clavado en una capa de arenisca. La longitud del pilote es de 18.9 m. A continuación se presentan las propiedades de la arenisca:

Resistencia a la compresión no confinada = $q_{u(\text{laboratorio})}$ = 78.7 MN/m^2
Ángulo de fricción = 36º

Usando un factor de seguridad de 3, estime la carga admisible de punta que puede ser soportada por el pilote. Utilice la ecuación (18.39).

18.9 Un pilote de concreto tiene 18 m de largo y una sección transversal de 405 mm × 405 mm. El pilote está incrustado en arena que tiene γ = 17.5 kN/m^3 y ϕ' = 36°. La carga de trabajo admisible es de 650 kN. Si 450 kN son aportados por la resistencia a la fricción y 200 kN desde el punto de carga, determine el asentamiento elástico del pilote. Aquí, $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m^2, $E_s = 28 \times 10^3$ kN/m^2, $\mu_S = 0.4$ y $\zeta = 0.6$.

18.10 Un pilote de acero (sección en H; HP 330 × 1.462; véase tabla 18.1) es clavado por un martillo. La energía máxima estimada del martillo es de 50 kN-m, el peso del ariete es de 58 kN y la longitud del pilote es de 25 m. También se dan los siguientes valores:

- Coeficiente de restitución = 0.3
- Peso del encepado = 4.3 kN
- Eficiencia del martillo = 0.8
- Número de golpes en los últimos 25.4 mm de penetración = 12
- $E_p = 207 \times 10^6$ kN/m^2

Estime la capacidad del pilote con la ecuación (18.52). Utilice $FS = 4$.

18.11 Resuelva el problema 18.10 usando la fórmula danesa [ecuación (18.53)]. Utilice $FS = 3$.

18.12 La figura 18.24a muestra un pilote. Sea L = 20 m, D = 450 mm, H_f = 4 m, γ_f = 17.5 kN/m^3, ϕ'_{llenado} = 25°. Determine la fuerza de resistencia total hacia abajo del pilote. Suponga que el relleno se encuentra por encima del nivel freático y que $\delta' = 0.5\phi'_{\text{llenado}}$.

18.13 Consulte la figura 18.24b. Sea L = 15.24 m, γ_{llenado} = 17.29 kN/m^3, $\gamma_{\text{sat(arcilla)}}$ = 19.49 kN/m^3, ϕ'_{arcilla} = 20°, H_f = 3.05 m y D = 0.406 m. El nivel freático coincide con la parte superior de la capa de arcilla. Determine la fricción total hacia abajo del pilote. Suponga que $\delta' = 0.6\phi'_{\text{arcilla}}$.

18.14 En la figura 18.32 se muestra el plano de un grupo de pilotes. Suponga que los pilotes se insertan en una arcilla homogénea saturada que tiene c_u = 80 kN/m^2. Para los pilotes, D = 356 mm, separación de centro a centro = 850 mm y L = 22 m. Encuentre la capacidad de carga admisible del grupo de pilotes. Utilice $FS = 3$.

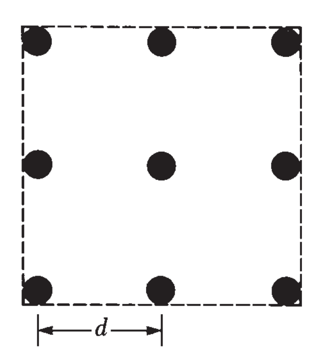


Figura 18.32

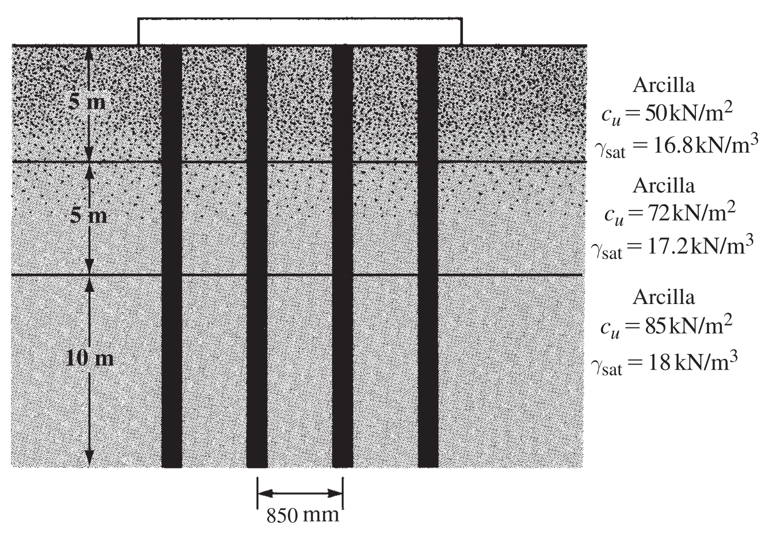


Figura 18.33

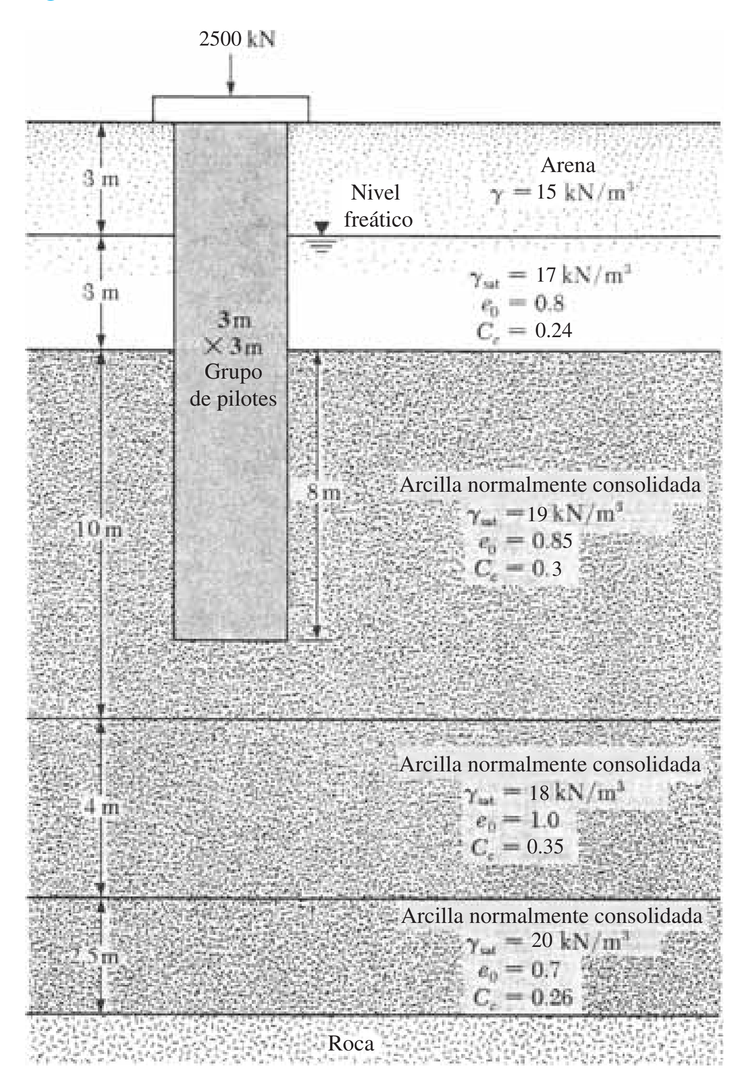


Figura 18.34

18.15 En la figura 18.33 se muestra la sección de un grupo de pilotes de 4×4 en una arcilla saturada estratificada. Los pilotes son de sección cuadrada (356 mm $\times$ 356 mm). La separación de centro a centro de los pilotes, d, es de 850 mm. Suponiendo que el nivel freático se encuentra a 3 m por debajo de la punta del pilote, determine la capacidad de carga admisible del grupo de pilotes. Utilice $FS = 4$.

18.16 La figura 18.34 muestra un grupo de pilotes en arcilla. Determine el asentamiento de consolidación del grupo.

Referencias

American Society of Civil Engineers (1959). "Timber Piles and Construction Timbers," *Manual of Practice*, No. 17, American Society of Civil Engineers, New York.

Baligh, M. M., Vivatrat, V., and Pigi, H. (1978). "Downdrag on Bitumen-Coated Piles," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. GT11, 1355–1370.

Bowles, J. E. (1982). *Foundation Design and Analysis*, McGraw-Hill, New York.

Davisson, M. T. (1973). "High Capacity Piles" in *Innovations in Foundation Construction*, Proceedings of a Lecture Series, Illinois Section, American Society of Civil Engineers, Chicago.

Goodman, R. E. (1980). *Introduction to Rock Mechanics*, Wiley, New York.

McClelland, B. (1974). "Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. GT7, 709–747.

Meyerhof, G. G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT3, 197–228.

Nottingham, L. C., and Schmertmann, J. H. (1975). *An Investigation of Pile Capacity Design Procedures*, Research Report No. D629, Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville, FL.

Vesic, A. S. (1977). *Design of Pile Foundations*, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Vijayvergiya, V. N., and Focht, J. A., Jr. (1972). *A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay*, Offshore Technology Conference Paper 1718, Fourth Offshore Technology Conference, Houston.

CAPÍTULO 19

Pozos perforados

19.1 Introducción

Los pozos perforados son esencialmente pilotes de concreto vaciados *in situ* con diámetros iguales o superiores a 750 mm, con o sin refuerzo de acero y con o sin fondo ampliado. El uso en cimentaciones de pozos perforados tiene varias ventajas, algunas de las cuales se enumeran a continuación.

- Un solo pozo perforado puede ser utilizado en lugar de un grupo de pilotes y encepado.
- La construcción de pozos perforados en depósitos de arena densa y grava es más fácil que clavar pilotes.
- Los pozos perforados se pueden construir antes de que concluyan las operaciones de nivelación.
- Cuando los pilotes son clavados por un martillo, la vibración del suelo puede causar daño a las estructuras cercanas, lo que no ocurre con el uso de pozos perforados.
- Los pilotes clavados en suelos arcillosos pueden producir agitación del suelo y provocar que los pilotes clavados previamente se muevan en forma lateral. Esto no ocurre durante la construcción de pozos perforados.
- No hay ruido de martillo durante la construcción de pozos perforados, ya que sólo se presenta durante el clavado de pilotes.
- Debido a que la base de un pozo perforado se puede agrandar, proporciona una gran resistencia al aumento de carga.
- La superficie sobre la que se construye la base del pozo perforado puede ser inspeccionada visualmente.
- La construcción de pozos perforados generalmente utiliza un equipo móvil que, en condiciones adecuadas de suelo, puede llegar a ser más económico que los métodos de construcción de pilotes.
- Los pozos perforados tienen una alta resistencia a las cargas laterales.

Existen también varios inconvenientes en la utilización de la construcción de pozos perforados. La operación de vaciado puede ser retrasada por el mal tiempo y siempre necesita una estrecha supervisión. También, como en el caso de los cortes apuntalados, las excavaciones profundas para pozos perforados pueden causar la pérdida considerable de terreno y daño a las estructuras cercanas.

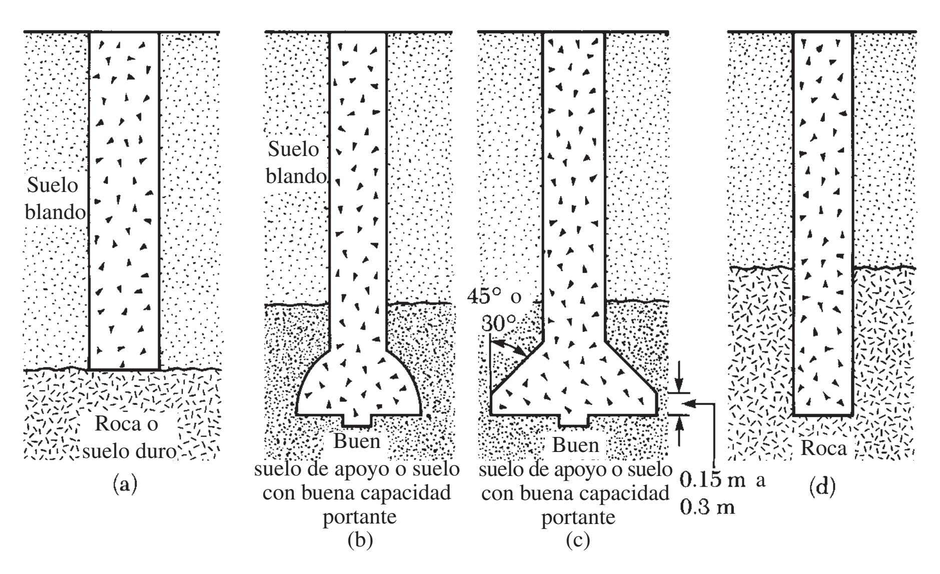


Figura 19.1 Tipos de pozos perforados: (a) pozo recto; (b) y (c) pozos con campana; (d) pozos rectos encajados en la roca

En este capítulo se discutirán los procedimientos de construcción y la estimación de las capacidades última y admisible de carga (con base en la consideración del asentamiento) de los pozos perforados.

19.2 Tipos de pozos perforados

Los pozos perforados se clasifican de acuerdo con la forma en que están diseñados para transferir la carga estructural al sustrato. La figura 19.1a muestra un pozo perforado que tiene un *eje recto*. Se extiende a través de la(s) capa(s) superior(es) de un suelo pobre y su punta se apoya sobre una sólida capa de suelo o roca. El pozo puede ser revestido con una carcasa de acero o tubería cuando sea necesario (como en el caso del revestimiento de los pilotes de concreto vaciado en el lugar). Para tales pozos, la resistencia a la carga aplicada puede desarrollarse a partir del extremo de apoyo y también de la fricción lateral en el perímetro del eje y la interfaz de suelo.

Un *pozo perforado con campana* (figuras 19.1b y c) se compone de un pozo recto con una campana en la parte inferior, que se apoya en buena tierra de soporte. La campana puede construirse en la forma de una cúpula (figura 19.1b) o puede estar en ángulo (figura 19.1c). Para campanas en ángulo, las herramientas de ensanchamiento disponibles en el mercado pueden hacer ángulos de 30º a 45º con la vertical.

Los pozos rectos también pueden extenderse en una capa de roca subyacente (figura 19.1d). En el cálculo de la capacidad de carga de este tipo de pozos perforados, los ingenieros tienen en cuenta la resistencia de punta y el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo del perímetro del eje y la interfaz de roca.

19.3 Procedimientos de construcción

El procedimiento de construcción más común usado en Estados Unidos implica la perforación rotatoria. Hay tres tipos principales de métodos de construcción, que pueden clasificarse como: (a) método en seco, (b) método con carcasa y (c) método húmedo. A continuación se da una breve descripción de cada método.

Método de construcción en seco

Este método se emplea en suelos y rocas que están por encima del nivel freático y no cederán cuando el agujero se taladra hasta la profundidad total. La secuencia de la construcción, como se muestra en la figura 19.2, es la siguiente:

1. Se completa la excavación (acampanada si se desea) utilizando herramientas de perforación adecuadas y los escombros se depositan en las inmediaciones (figura 19.2a).
2. A continuación se vierte el concreto en el orificio cilíndrico (figura 19.2b).
3. Si se desea, se coloca una jaula de barras de refuerzo sólo en la parte superior del pozo (figura 19.2c).
4. El vaciado se completa y el pozo perforado será como se muestra en la figura 19.2d.

La figura 19.3 muestra el equipo de perforación para la construcción de un pozo en el campo. La figura 19.4 muestra el vertido del concreto con la jaula de barras de refuerzo en su lugar.

Método de construcción con carcasa

Este método se utiliza en suelos o rocas en los que es probable que ocurran derrumbes o deformación excesiva cuando se excava el pozo. La secuencia de construcción se muestra en la figura 19.5 y se puede explicar de la siguiente manera:

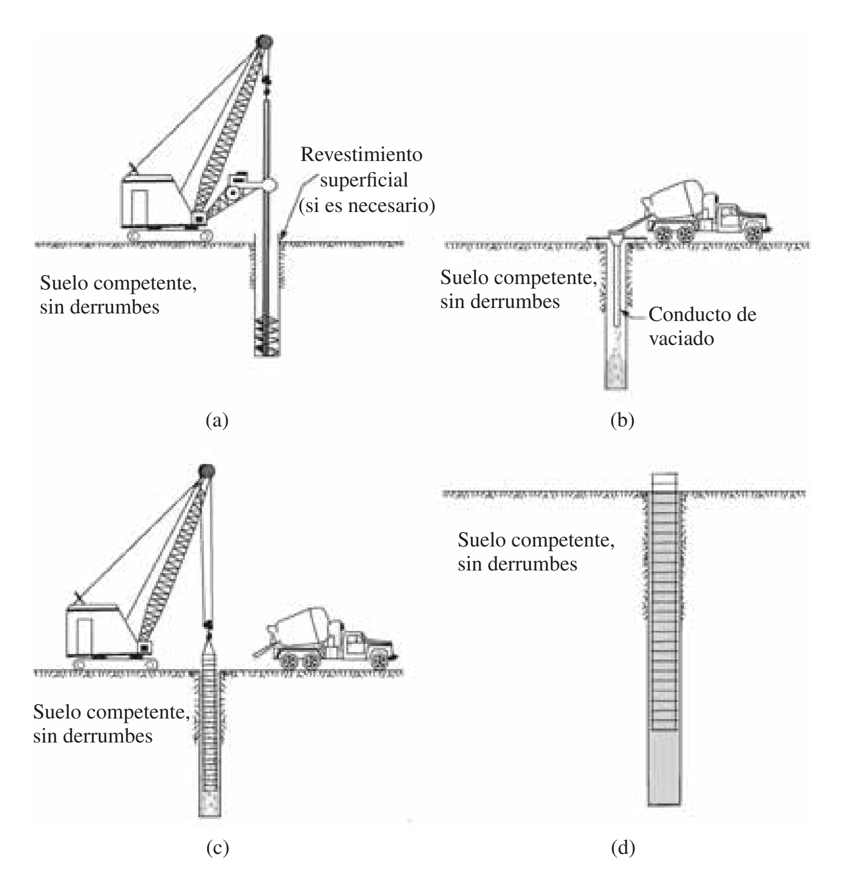


Figura 19.2 Método de construcción en seco: (a) inicio de la perforación; (b) vaciado del concreto; (c) colocación de la jaula de refuerzo; (d) terminación del pozo (Después de O'Neill y Reese, 1999)



Figura 19.3 Perforación para la construcción de un pozo en el campo (Cortesía de Anand J. Puppala, Universidad de Texas en Arlington, Arlington, Texas)

1. Se inicia el procedimiento de excavación, como en el caso del método de construcción en seco descrito anteriormente (figura 19.5a).
2. Cuando se encuentran cavidades en el suelo, se introduce en el pozo una suspensión de bentonita (figura 19.5b). La perforación se continúa hasta que la excavación va más allá del suelo cavernoso y se encuentra una capa de suelo impermeable o roca.
3. Entonces se introduce en el orificio una carcasa (figura 19.5c).
4. La suspensión es extraída de la carcasa usando una bomba sumergible (figura 19.5d).
5. Se introduce en el agujero un taladro más pequeño que puede pasar a través de la carcasa y se continúa la excavación (figura 19.5e).
6. A continuación, si es necesario, la base del agujero excavado se puede ampliar con el uso de un ensanchador (figura 19.5f).
7. Si se necesita acero de refuerzo, la jaula de barras de refuerzo debe extenderse a toda la longitud de la excavación. A continuación se vierte el concreto en la excavación y la carcasa es retirada gradualmente (figura 19.5g).
8. La figura 19.5h muestra el pozo perforado terminado.



Figura 19.4 Vertido del concreto con la jaula de barras de refuerzo en su lugar (Cortesía de Anand J. Puppala, Universidad de Texas en Arlington, Arlington, Texas)

Método de construcción húmedo

Este método se conoce a veces como el método de desplazamiento de lechada, y se utiliza para mantener el pozo abierto durante todo el proceso de la excavación (figura 19.6). Los siguientes son los pasos a seguir en el método de construcción húmedo.

1. La excavación se continúa hasta la profundidad total con la lechada (figura 19.6a).
2. Si se requiere refuerzo, se coloca la jaula de barras de refuerzo en la lechada (figura 19.6b).
3. Se coloca entonces el concreto que desplazará el volumen de lechada en el agujero de perforación (figura 19.6c).
4. La figura 19.6d muestra el pozo perforado terminado.

19.4 Estimación de la capacidad de soporte de carga

La carga última de pozo perforado (figura 19.7) es

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{19.1}$$

donde

Q_u = carga última
Q_p = capacidad de carga máxima en la base
Q_s = resistencia a la fricción (superficial)

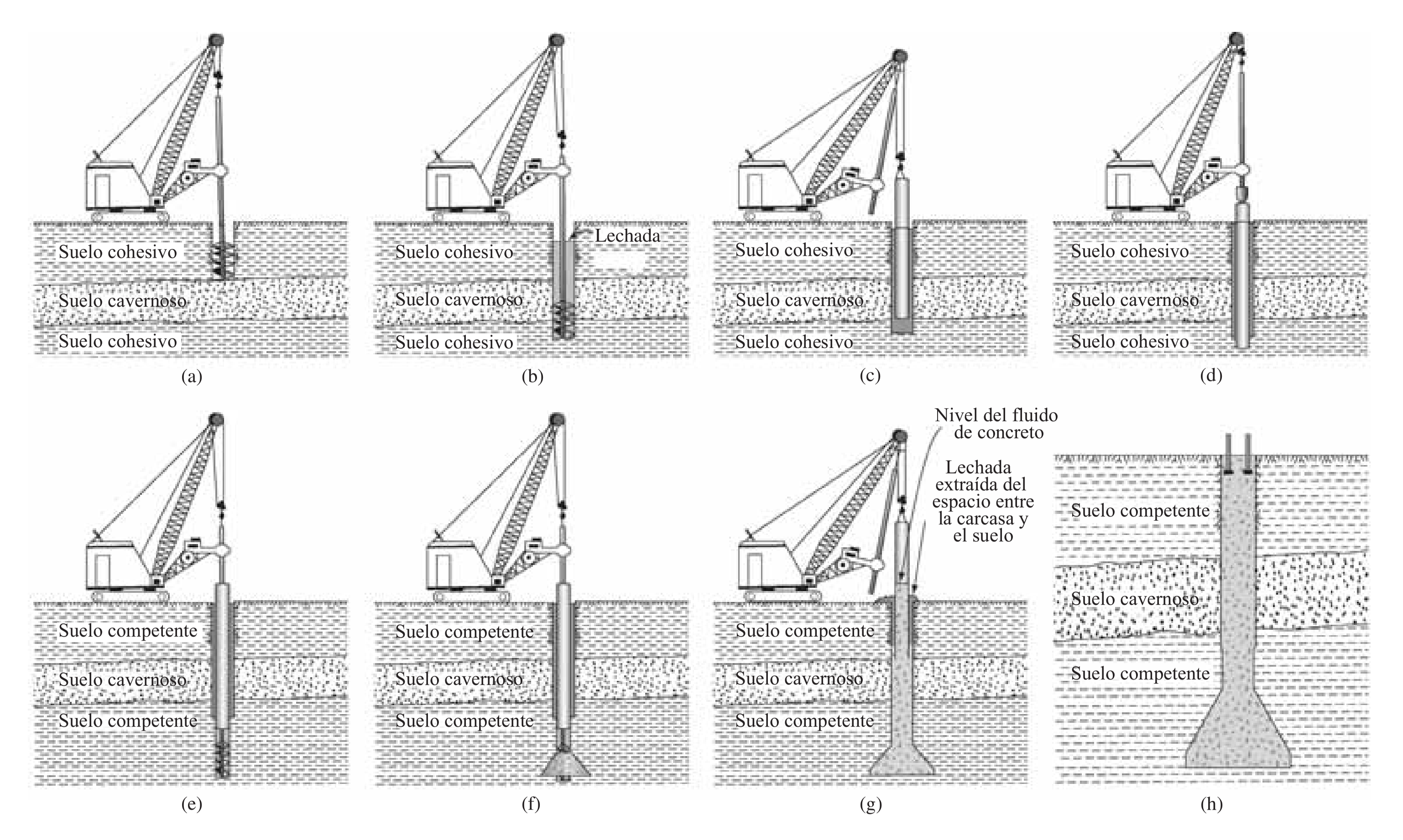


Figura 19.5 Método de construcción con carcasa: (a) inicio de la perforación, (b) perforación con lechada, (c) introducción de la carcasa, (d) la carcasa se cierra herméticamente y se extrae la lechada desde el interior de la carcasa, (e) perforación por debajo de la carcasa, (f) ensanchamiento, (g) eliminación de carcasa, (h) pozo terminado (Después de O'Neill y Reese, 1999)

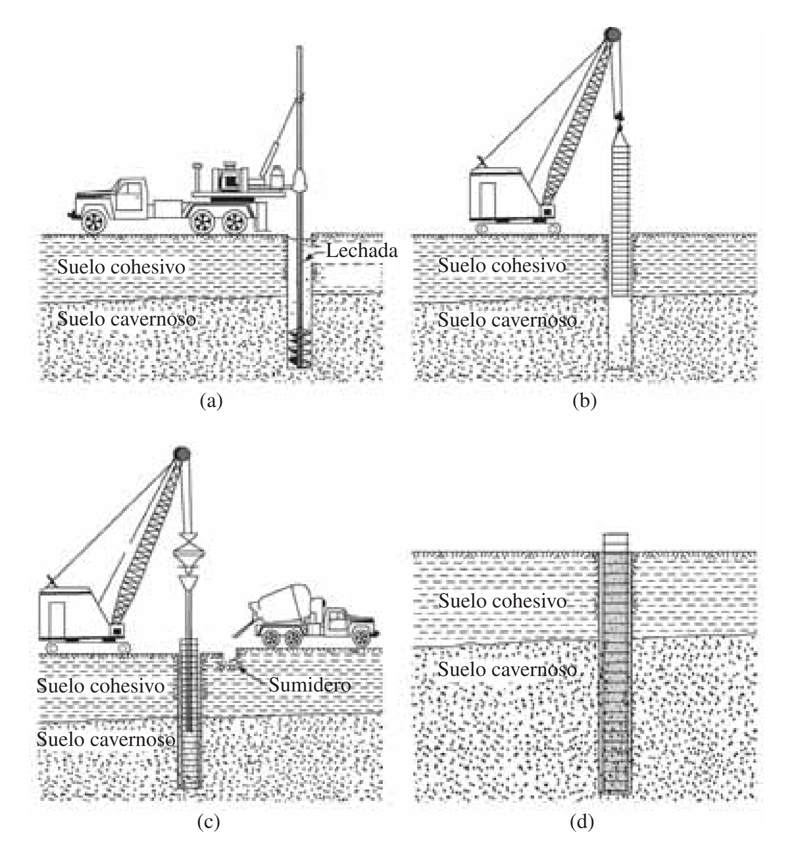


Figura 19.6 Método de construcción húmedo: (a) perforación de la profundidad completa con lechada; (b) colocación de la jaula de refuerzo; (c) vaciado del concreto; (d) pozo terminado (Después de O'Neill y Reese, 1999)

La ecuación para la carga última de la base es similar a la de cimentaciones superficiales y se puede expresar como:

$$Q_p = A_p \left(c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q'N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} \right) \quad (19.2)$$

donde

c' = cohesión
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de soporte
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
$F_{cc}, F_{qc}, F_{\gamma c}$ = factores de compresibilidad
γ' = peso unitario efectivo de suelo en la base del pozo
q' = esfuerzo efectivo vertical en la base del pozo
A_p = área de la base $= \frac{\pi}{4} D_b^2$

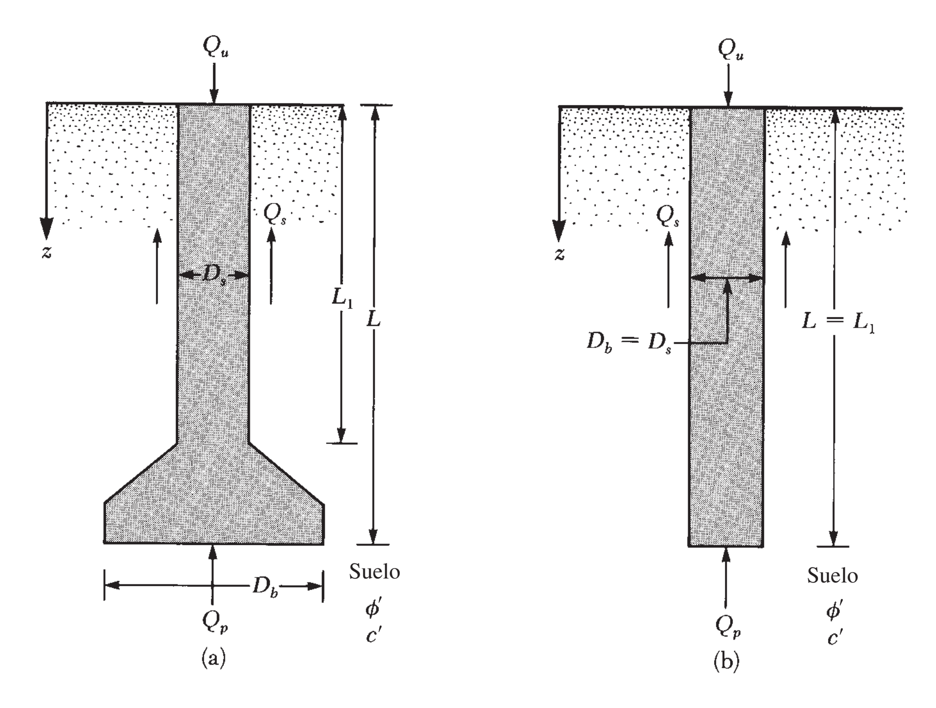


Figura 19.7 Capacidad última de carga de pozos perforados: (a) con campana; (b) pozo recto

En la mayoría de casos, el último término (el que contiene a N_γ) es despreciado, excepto en el caso de un pozo relativamente corto. Con este supuesto, podemos escribir

$$Q_u = A_p(c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{cc} + q'N_qF_{qs}F_{qd}F_{qc}) + Q_s \tag{19.3}$$

La expresión de la resistencia a la fricción o superficial, Q_s, es similar a la de los pilotes:

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf\,dz$$

donde

p = perímetro del eje = πD_s
f = resistencia unitaria a la fricción (o superficial)

19.5 Pozos perforados en arena: carga última neta

Estimación de Q_p

Para un pozo perforado con su base situada en un suelo granular (es decir, $c' = 0$), la *capacidad última neta de carga* en la base puede obtenerse a partir de la ecuación (19.3) como

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p[q'(N_q - 1)F_{qs}F_{qd}F_{qc}] \tag{19.4}$$

El factor de capacidad de carga, N_q, para varios ángulos de fricción del suelo (ϕ') se puede tomar de la tabla 16.2. También se da en la tabla 19.1. Además,

$$F_{qs} = 1 + \tan \phi' \tag{19.5}$$

$$F_{qd} = 1 + C \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{L}{D_b}\right)}_{\text{radián}} \tag{19.6}$$

$$C = 2 \tan \phi'(1 - \operatorname{sen} \phi')^2 \tag{19.7}$$

Las variaciones de F_{qs} y C con ϕ' se dan en la tabla 19.1.

De acuerdo con Chen y Kulhawy (1994), F_{qc} se puede calcular de la siguiente manera.

Paso 1. Calcular el índice de rigidez como crítico

$$I_{\text{cr}} = 0.5 \exp\left[2.85 \cot\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)\right] \tag{19.8}$$

donde I_{cr} = índice de rigidez crítica (véase tabla 19.1)

Paso 2. Calcular el índice de rigidez reducida como

$$I_{\text{rr}} = \frac{I_r}{1 + I_r\Delta} \tag{19.9}$$

Tabla 19.1 Variación de N_q, F_{qs}, C, I_{cr}, μ_s y n con ϕ'

Ángulo de fricción del suelo, ϕ' (grados)	N_q (Tabla 16.2)	F_{qs} (Ec. 19.5)	C (Ec. 19.5)	I_{cr} (Ec. 19.8)	μ_s (Ec. 19.12)	n Ec. 19.14)
25	10.66	1.466	0.311	43.84	0.100	0.00500
26	11.85	1.488	0.308	47.84	0.115	0.00475
27	13.20	1.510	0.304	52.33	0.130	0.00450
28	14.72	1.532	0.299	57.40	0.145	0.00425
29	16.44	1.554	0.294	63.13	0.160	0.00400
30	18.40	1.577	0.289	69.63	0.175	0.00375
31	20.63	1.601	0.283	77.03	0.190	0.00350
32	23.18	1.625	0.276	85.49	0.205	0.00325
33	26.09	1.649	0.269	95.19	0.220	0.00300
34	29.44	1.675	0.262	106.37	0.235	0.00275
35	33.30	1.700	0.255	119.30	0.250	0.00250
36	37.75	1.727	0.247	134.33	0.265	0.00225
37	42.92	1.754	0.239	151.88	0.280	0.00200
38	48.93	1.781	0.231	172.47	0.295	0.00175
39	55.96	1.810	0.223	196.76	0.310	0.00150
40	64.20	1.839	0.214	225.59	0.325	0.00125
41	73.90	1.869	0.206	259.98	0.340	0.00100
42	85.38	1.900	0.197	301.29	0.355	0.00075
43	99.02	1.933	0.189	351.22	0.370	0.00050
44	115.31	1.966	0.180	412.00	0.385	0.00025
45	134.88	2.000	0.172	486.56	0.400	0.00000

donde

$$I_r = \text{índice de rigidez del suelo} = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)q' \tan \phi'} \tag{19.10}$$

en la que

$$E_s = \text{módulo de elasticidad drenada del suelo} = mp_a \tag{19.11}$$

$$p_a = \text{presión atmosférica } (\approx 100 \text{ kN/m}^2)$$

$$m = \begin{cases} 100 \text{ a } 200 \text{ (suelo suelto)} \\ 200 \text{ a } 500 \text{ (suelo de densidad media)} \\ 500 \text{ a } 1000 \text{ (suelo denso)} \end{cases}$$

$$\mu_s = \text{coeficiente de Poisson del suelo} = 0.1 + 0.3\left(\frac{\phi' - 25}{20}\right)$$

$$\text{(para } 25^{\circ} \leq \phi' \leq 45^{\circ}\text{) (véase tabla 16.1)} \tag{19.12}$$

$$\Delta = n\frac{q'}{p_a} \tag{19.13}$$

$$n = 0.005\left(1 - \frac{\phi' - 25}{20}\right) \quad \text{(véase tabla 19.1)} \tag{19.14}$$

Paso 3. Si $I_{rr} \geq I_{cr}$, entonces

$$F_{qc} = 1 \tag{19.15}$$

Sin embargo, si $I_{rr} < I_{cr}$, entonces

$$F_{qc} = \exp\left\{(1 - 3.8 \tan \phi') + \left[\frac{(3.07 \text{ sen } \phi')(\log_{10} 2I_{rr})}{1 + \text{sen } \phi'}\right]\right\} \tag{19.16}$$

La magnitud de $Q_{p(\text{neta})}$ se puede estimar razonablemente de una relación basada en el análisis de Berezantzev *et al.* (1961), que se puede expresar como

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p q'(\omega N_q^* - 1) \tag{19.17}$$

donde

$$N_q^* = 0.21e^{0.17\phi'} \quad (\textit{Nota: } \phi' \text{ está en grados}) \tag{19.18}$$

$$\omega = \text{factor de corrección} = f\left(\frac{L}{D_b}\right)\text{; véase figura 19.8}$$

Estimación de Q_s

La resistencia a la fricción en la carga última, Q_s, desarrollada en un pozo perforado puede calcularse a partir de la relación dada en la sección 19.4, en la cual

$$p = \text{perímetro del pozo} = \pi D_s$$

$$f = \text{resistencia unitaria a la fricción (o superficial)} = K\sigma'_o \tan \delta' \tag{19.19}$$

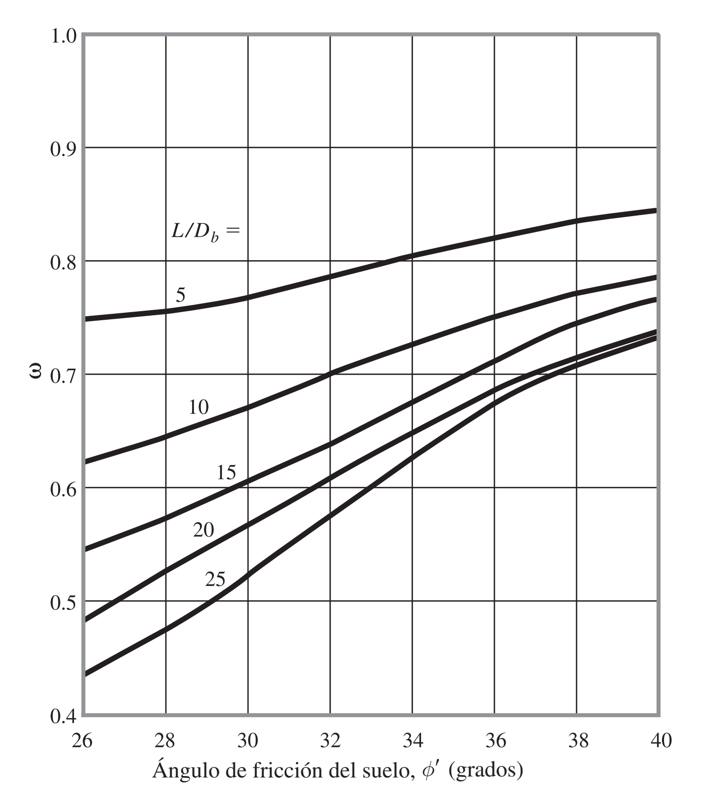


Figura 19.8 Variación de ω con ϕ' y L/D_b

donde

K = coeficiente de presión de tierra $\approx K_o = 1 - \text{sen}\,\phi'$
σ'_o = esfuerzo efectivo vertical a cualquier profundidad z

Por lo tanto,

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf\,dz = \pi D_s(1 - \text{sen}\,\phi') \int_0^{L_1} \sigma'_o \tan \delta'\,dz \tag{19.20}$$

El valor de σ'_o se incrementa a una profundidad aproximada de $15D_s$ y después de eso puede permanecer constante, como se muestra en la figura 18.13.

Carga neta admisible $Q_{\text{adm(neta)}}$

Se debe aplicar un factor de seguridad adecuado a la carga última para obtener la carga admisible neta, o

$$Q_{\text{adm(neta)}} = \frac{Q_{p(\text{neta})} + Q_s}{FS} \tag{19.21}$$

19.6 Pozos perforados en arcilla: carga última neta

Para arcillas saturadas con $\phi = 0$, el factor de capacidad de carga N_q en la ecuación (19.3) es igual a la unidad. Por lo tanto, para este caso,

$$Q_{p(\text{neta})} \approx A_p c_u N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} \tag{19.22}$$

donde c_u = cohesión no drenada.

Suponiendo que $L \geq 3D_b$, podemos reescribir la ecuación (19.22) como

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p c_u N_c^* \tag{19.23}$$

donde

$$N_c^* = N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} = \text{teniendo factor de capacidad} = 1.33\,[(\ln I_r) + 1] \tag{19.24}$$

I_r = índice de rigidez del suelo

Para $\phi = 0$ condiciones, I_r puede ser definido como

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u} \tag{19.25}$$

Es donde E_s = módulo de elasticidad del suelo.

O'Neill y Reese (1999) presentaron una relación aproximada entre c_u y $E_s/3c_u$. La tabla 19.2 proporciona los valores interpolados de esta relación.

Para todos los propósitos prácticos, si c_u es igual a o mayor que 100 kN/m^2, la magnitud de N_e^* es 9.

La expresión para la resistencia de la superficie de pozos perforados en arcilla es similar a la ecuación (18.28), o

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha^* c_u p \Delta L \tag{19.26}$$

donde p = perímetro de la sección transversal del pozo. El valor de α* que puede ser utilizado en la ecuación (19.26) no se ha establecido plenamente. Sin embargo, los resultados de las pruebas de campo disponibles en este momento indican que α* puede variar entre 1.0 y 0.3.

Tabla 19.2 Variación aproximada de $E_s/3c_u$ con c_u (Interpolado de O'Neill y Reese, 1999)

c_u (kN/m^2)	$\frac{E_s}{3c_u}$	c_u (kN/m^2)	$\frac{E_s}{3c_u}$
25	25	125	270
50	145	150	285
75	219	175	292
100	250	200	300

Kulhawy y Jackson (1989) informaron los resultados de la prueba de campo de 106 pozos perforados sin campana: 65 en levantamiento y 41 en compresión. La mejor correlación para la magnitud de α* obtenida a partir de estos resultados es

$$\alpha^* = 0.21 + 0.25\left(\frac{p_a}{c_u}\right) \leq 1 \tag{19.27}$$

donde p_a = presión atmosférica ≈ 100 kN/m^2 y c_u está en kN/m^2. Así, de manera conservadora, se puede suponer que

$$\alpha^* = 0.4 \tag{19.28}$$

Ejemplo 19.1

En la figura 19.9 se muestra un perfil de suelo. Un pozo perforado de soporte puntual con una campana se coloca en una capa de arena densa y grava. Determine la carga admisible que el pozo perforado podría soportar. Utilice la ecuación (19.4) y un factor de seguridad de 4. Considere D_s = 1 m y D_b = 1.75 m. Para la capa de arena densa, $\phi' = 36°$; $E_s = 500p_a$. Ignore la resistencia a la fricción del pozo.

Solución

Se tiene

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p[q'(N_q - 1)F_{qs}F_{qd}F_{qc}]$$

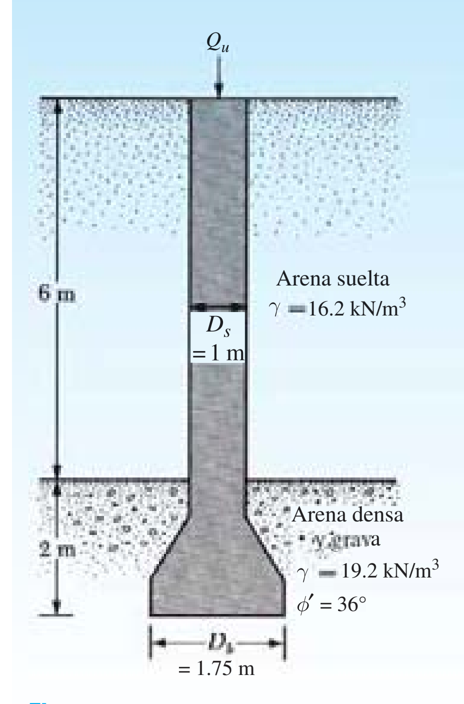


Figura 19.9

y

$$q' = (6)(16.2) + (2)(19.2) = 135.6 \text{ kN/m}^2$$

Para $\phi' = 36°$, de la tabla 19.1, $N_q = 37.75$. Además,

$$F_{qs} = 1.727$$

y

$$F_{qd} = 1 + C \tan^{-1}\left(\frac{L}{D_b}\right)$$

$$= 1 + 0.247 \tan^{-1}\left(\frac{8}{1.75}\right) = 1.335$$

De la ecuación (19.8),

$$I_{cr} = 0.5 \exp\left[2.85 \cot\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)\right] = 134.3 \qquad \text{(Vea tabla 19.1)}$$

De la ecuación (19.11), $E_s = mp_a$. Con $m = 500$, se tiene

$$E_s = (500)(100) = 50\,000 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación 19.12 y la tabla 19.1,

$$\mu_s = 0.265$$

Por lo tanto,

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(q')(\tan \phi')} = \frac{50\,000}{2(1 + 0.265)(135.6)(\tan 36)} = 200.6$$

De la ecuación (19.9)

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

con

$$\Delta = n\frac{q'}{p_a} = 0.00225\left(\frac{135.6}{100}\right) = 0.0031$$

resulta que

$$I_{rr} = \frac{200.6}{1 + (200.6)(0.0031)} = 123.7$$

I_{rr} es menor que I_{cr}. Por lo tanto, de la ecuación (19.16)

$$F_{qc} = \exp\left\{(-3.8 \tan \phi') + \left[\frac{(3.07) \text{ sen } \phi')(\log_{10} 2I_{rr})}{1 + \text{sen } \phi'}\right]\right\}$$

$$= \exp\left\{(-3.8 \tan 36) + \left[\frac{(3.07 \text{ sen } 36) \log(2 \times 123.7)}{1 + \text{ sen } 36}\right]\right\} = 0.958$$

Por lo tanto,

$$Q_{p(\text{neta})} = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.75)^2\right](135.6)(37.75 - 1)(1.727)(1.335)(0.958) = 26\,474 \text{ kN}$$

y

$$Q_{p(\text{adm})} = \frac{Q_{p(\text{neta})}}{FS} = \frac{26\,474}{4} \approx \mathbf{6619\ kN}$$

Ejemplo 19.2

Resuelva el ejemplo 19.1 utilizando la ecuación (19.17).

Solución

La ecuación (19.17) indica que

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p q' \,(\omega N_q^* - 1)$$

De la ecuación (19.18) se tiene

$$N_q^* = 0.21e^{0.17\phi'} = 0.21e^{(0.17)(36)} = 95.52$$

y

$$\frac{L}{D_b} = \frac{8}{1.75} = 4.57$$

De la figura 19.8; para $\phi' = 36°$ y $L/D_b = 4.57$, el valor de ω es alrededor de 0.83. Por lo tanto,

$$Q_{p(\text{neta})} = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.75)^2\right](135.6)[(0.83)(95.52) - 1] = 25\,532 \text{ kN}$$

y

$$Q_{p(\text{adm})} = \frac{25\,532}{4} = \mathbf{6383\ kN}$$

Ejemplo 19.3

La figura 19.10 muestra un pozo perforado sin una campana. Aquí, $L_1 = 8$ m, $L_2 = 3$ m, $D_s = 1.5$ m, $c_{u(1)} = 50$ kN/m^2 y $c_{u(2)} = 105$ kN/m^2. Determine

- **a.** La capacidad última de carga neta en la punta
- **b.** La resistencia última superficial
- **c.** La carga de trabajo, Q_w ($FS = 3$)

Utilice las ecuaciones (19.23), (19.26) y (19.28).

Solución

Inciso a

De la ecuación (19.23)

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p c_{u(2)} N_c^* = A_p c_{u(2)} N_c^* = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.5)^2\right](105)(9) \approx \mathbf{1670\ kN}$$

(*Nota:* Ya que $c_{u(2)} p_a > 1$, $N_c^* \approx 9$.)

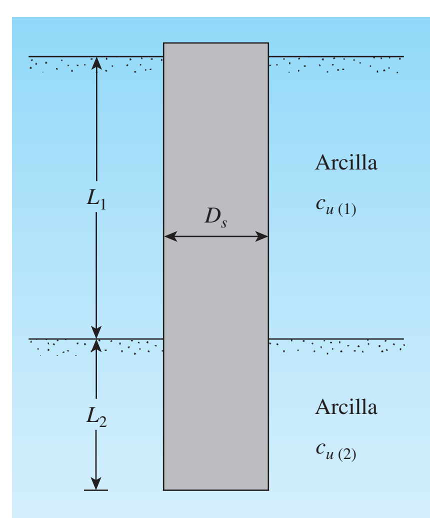


Figura 19.10 Pozo de perforación sin una campana

Inciso b

De la ecuación (19.26)

$$Q_s = \Sigma \alpha^* c_u p \Delta L$$

De la ecuación (19.28)

$$\alpha^* = 0.4$$
$$p = \pi D_s = (3.14)(1.5) = 4.71 \text{ m}$$

y

$$Q_s = (0.4)(4.71)[(50 \times 8) + (105 \times 3)] \approx \mathbf{1347\ kN}$$

Inciso c

$$Q_w = \frac{Q_{p\,(\text{neta})} + Q_s}{FS} = \frac{1670 + 1347}{3} = \mathbf{1005.7\ kN}$$

19.7 Asentamiento de pozos perforados

El asentamiento de los pilotes perforados con carga de trabajo se calcula de manera similar a la descrita en la sección 18.12. En muchos casos, la carga soportada por la resistencia del pozo es pequeña en comparación con la carga soportada en la base. En tales casos, la contribución de $S_{e(3)}$ puede ser ignorada. Se debe tener en cuenta que, en las ecuaciones (18.43) y (18.44), el término D debe ser sustituido por D_b para pozos.

19.8 Capacidad de soporte de carga basada en el asentamiento

Apoyándose en una base de datos de 41 pruebas de carga, Reese y O'Neill (1989) propusieron un método para calcular la capacidad de carga de pozos perforados. El método es aplicable a los siguientes rangos:

1. Diámetro del pozo: D_s = 0.52 a 1.2 m
2. Profundidad de la campana: L = 4.7 a 30.5 m
3. c_u = 29-287 kN/m^2
4. Resistencia a la penetración de campo estándar: N_{60} = 5 a 60
5. Relación de sobreconsolidación: 2 a 15
6. Asentamiento del concreto: 100-225 mm

Con referencia a la figura 19.11, el procedimiento de Reese y O′Neill da como resultado

$$Q_u = \sum_{i=1}^{N} f_i p \, \Delta L_i + q_p A_p \tag{19.29}$$

donde

f_i = última unidad de resistencia al cizallamiento en la capa i
p = perímetro del pozo = πD_s
q_p = resistencia unitaria en la punta
A_p = área de la base = $(\pi/4)D_b^2$

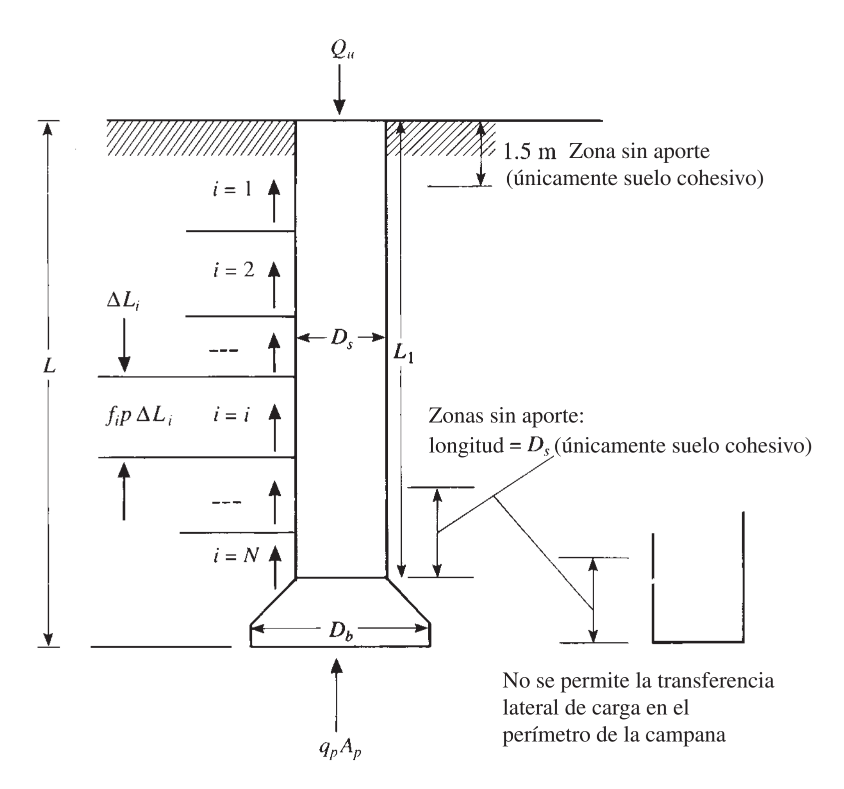


Figura 19.11 Desarrollo de la ecuación (19.29)

A continuación se presentan las relaciones de determinación Q_u en suelos cohesivos y granulares.

Suelo cohesivo

Sobre la base de la ecuación (19.29), tenemos

$$f_i = \alpha_i^* c_{u(i)} \tag{19.30}$$

Se recomiendan los siguientes valores para α_i^*:

$\alpha_i^* = 0$ para la parte superior 1.5 m de diámetro y el fondo 1, D_s, del pozo perforado. (*Nota*: Si $D_b > D_s$, entonces $\alpha^* = 0$ para 1 diámetro por encima de la parte superior de la campana y de la zona periférica de la propia campana.)
$\alpha_i^* = 0.55$ en otros lugares

y

$$q_p\ (\text{kN/m}^2) = 6c_{ub}\left(1 + 0.2\frac{L}{D_b}\right) \le 9c_{ub} \le 3.83\ \text{MN/m}^2 \tag{19.31}$$

donde c_{ub} = cohesión no drenada promedio dentro de $2D_b$ por debajo de la base (kN/m^2).

Si D_b es grande, el asentamiento excesivo se producirá en la carga de rotura por unidad de área, q_p, dado por la ecuación (19.31). Por lo tanto, para $D_b > 1.9$ m, q_p puede ser sustituido por q_{pr}, o

$$q_{pr} = F_r q_p \tag{19.32}$$

donde

$$F_r = \frac{2.5}{0.0254\psi_1 D_b\,(\text{m}) + \psi_2} \le 1 \tag{19.33}$$

$$\psi_1 = 0.0071 + 0.0021\left(\frac{L}{D_b}\right) \le 0.015 \tag{19.34}$$

$$\psi_2 = 7.787(\underset{\substack{\uparrow \\ \text{kN/m}^2}}{c_{ub}})^{0.5} \qquad (0.5 \le \psi_2 \le 1.5) \tag{19.35}$$

Si se requiere la capacidad de soporte de carga a un nivel limitado de asentamiento, entonces se pueden utilizar las tablas 19.3 y 19.4 para el procedimiento que se describe a continuación. Los valores indicados en estas tablas se basan en la curva promedio de las observaciones de campo hechas por Reese y O'Neill (1989).

1. Seleccionar un valor de asentamiento, S_e.
2. Calcular $\sum_{i=1}^{N} f_i p\ \Delta L_i$ y $q_p A_p$, como se da en la ecuación (19.29).
3. Utilizar las tablas 19.3 y 19.4, así como los valores calculados en el paso 2, para determinar la *carga lateral* y la *carga de apoyo final*.
4. La suma de la carga lateral y la carga de apoyo final es la carga aplicada total.

Tabla 19.3 Transferencia normalizada de carga lateral con asentamiento para suelos cohesivos (con base en la curva promedio)

Asentamiento D_s (%)	Transferencia de carga lateral $\sum f_i p \Delta L_i$	Asentamiento D_s (%)	Transferencia de carga lateral $\sum f_i p \Delta L_i$
0	0	0.8	0.95
0.1	0.48	1.0	0.94
0.2	0.74	1.2	0.92
0.3	0.86	1.4	0.91
0.4	0.91	1.6	0.89
0.6	0.95	1.8	0.85
0.7	0.955	2.0	0.82

Tabla 19.4 Transferencia normalizada de carga sobre la base con asentamiento para suelos cohesivos (con base en la curva promedio)

Asentamiento D_b (%)	Carga final $q_p A_p$	Asentamiento D_b (%)	Carga final $q_p A_p$
0	0	4.0	0.951
0.5	0.363	5.0	0.971
1.0	0.578	6.0	0.971
1.5	0.721	7.0	0.971
2.0	0.804	8.0	0.971
2.5	0.863	9.0	0.971
3.0	0.902	10.0	0.971

Suelos no cohesivos

Con base en la ecuación (19.29), se tiene

$$f_i = \beta \sigma'_{ozi} \tag{19.36}$$

donde

σ'_{ozi} = esfuerzo efectivo vertical a la mitad de la capa i

$$\beta = 1.5 - 0.244 z_i^{0.5} \qquad (0.25 \leq \beta \leq 1.2) \tag{19.37}$$

z_i = profundidad a la mitad de la capa i (m)

Recientemente, Rollins *et al.* (2005) modificaron la ecuación (19.37) para arenas gravosas como sigue:

Para arena con 25 a 50% de grava:

$$\beta = 2.0 - 0.15 z_i^{0.75} \qquad (0.25 \leq \beta \leq 1.8) \tag{19.38}$$

Para arena con más de 50% de grava:

$$\beta = 3.4 e^{-0.085 z_i} \qquad (0.25 \leq \beta \leq 3.0) \tag{19.39}$$

Tabla 19.5 Transferencia normalizada de carga lateral con asentamiento para suelos no cohesivos (con base en la curva promedio)

Asentamiento (%) D_s	Asentamiento de la carga lateral $\sum f_i p \Delta L_i$	Asentamiento (%) D_s	Asentamiento de la carga lateral $\sum f_i p \Delta L_i$
0	0	0.8	0.974
0.1	0.371	1.0	0.987
0.2	0.590	1.2	0.974
0.3	0.744	1.4	0.968
0.4	0.846	1.6	0.960
0.5	0.910	1.8	0.940
0.6	0.936	2.0	0.920

En las ecuaciones (19.38) y (19.39), z está en metros (m).

La capacidad de carga en la punta es

$$q_p\,(\text{kN/m}^2) = 57.5N_{60} \leq 4.3\ \text{MN/m}^2 \tag{19.40}$$

donde N_{60} = número promedio de penetración estándar *sin corregir* dentro de una distancia de $2D_b$ por debajo de la base del pozo perforado.

Al igual que en la ecuación (19.32), para el control del asentamiento excesivo la magnitud de q_p puede ser modificada de la siguiente manera:

$$q_{pr} = \frac{1.27}{D_b\,(\text{m})} q_p \qquad (\text{para } D_b \geq 1.27\ \text{m}) \tag{19.41}$$

Se pueden utilizar las tablas 19.5 y 19.6 para calcular la capacidad de carga basada en el asentamiento. Las tablas 19.3 y 19.4 para la arcilla son similares.

Tabla 19.6 Transferencia normalizada de carga sobre la base con asentamiento para suelos no cohesivos (con base en la curva promedio)

Asentamiento (%) D_b	Carga final $q_p A_p$	Asentamiento (%) D_b	Carga final $q_p A_p$
0	0	6	1.10
1	0.32	7	1.20
2	0.56	8	1.29
3	0.73	9	1.38
4	0.87	10	1.44
5	0.98		

Ejemplo 19.4

En la figura 19.12 se muestra un pozo perforado en un suelo cohesivo. Utilice el procedimiento descrito en esta sección para determinar:

a. La capacidad última de carga
b. La capacidad de carga para un asentamiento admisible de 12.7 mm

Solución

Inciso a

De la ecuación (19.30), tenemos

$$f_i = \alpha_i^* c_{u(i)}$$

De la figura 19.12,

$$\Delta L_1 = 3.66 - 1.5 = 2.16 \text{ m}$$

$$\Delta L_2 = (6.1 - 3.66) - D_s = 2.44 - 0.76 = 1.68 \text{ m}$$

$$c_{u(1)} = 38 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{u(2)} = 57.5 \text{ kN/m}^2$$

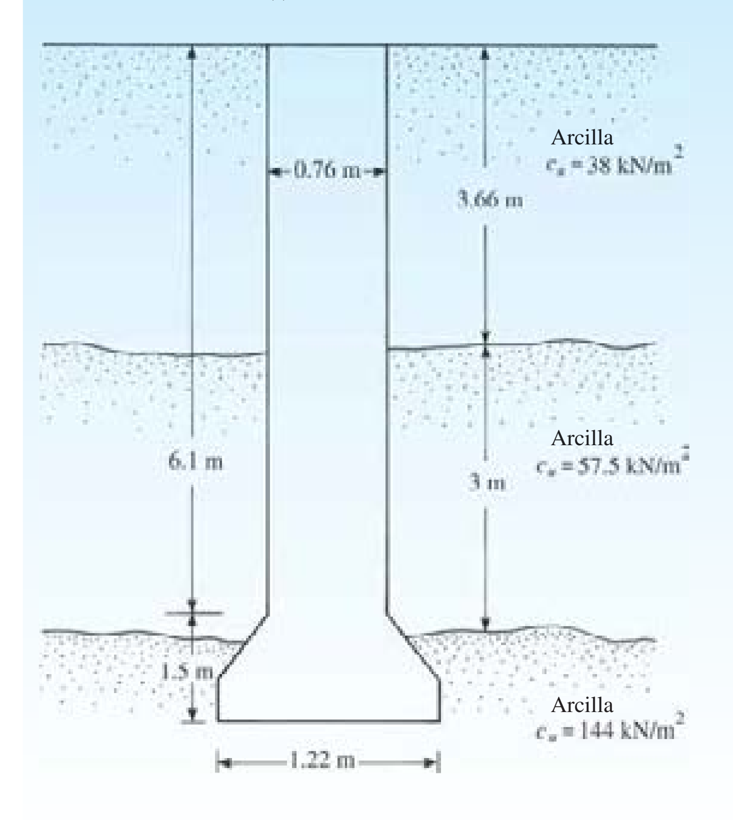


Figura 19.12

Por lo tanto,

$$\sum f_i p \, \Delta L_i = \sum \alpha_i^* c_{u(i)} p \, \Delta L_i$$
$$= (0.55)(38)(\pi \times 0.76)(2.16) + (0.55)(57.5)(\pi \times 0.76)(1.68)$$
$$= 234.6 \text{ kN}$$

De la ecuación (19.31), se tiene

$$q_p = 6c_{ub}\left(1 + 0.2\frac{L}{D_b}\right) = (6)(144)\left[1 + 0.2\left(\frac{6.1 + 1.5}{1.22}\right)\right] = 1940 \text{ kN/m}^2$$

Comprobando:

$$q_p = 9c_{ub} = (9)(144) = 1296 \text{ kN/m}^2 < 1940 \text{ kN/m}^2$$

Así que, usando $q_p = 1296 \text{ kN/m}^2$:

$$q_p A_p = q_p\left(\frac{\pi}{4} D_b^2\right) = (1296)\left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.22)^2\right] \approx 1515 \text{ kN}$$

Por lo tanto,

$$Q_u = \sum \alpha_i^* c_{u(i)} p \, \Delta L_i + q_p A_p = 234.6 + 1515 = \mathbf{1749.6\ kN}$$

Inciso b

Se tiene

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_s} = \frac{12.7}{(0.76)(1000)} = 0.0167 = 1.67\%$$

De la tabla 19.3, para un asentamiento normalizado de 1.67%, la carga lateral normalizada es aproximadamente 0.87. Por lo tanto, la carga lateral es

$$(0.87)\left(\sum f_i p \, \Delta L_i\right) = (0.87)(234.6) = 204.1 \text{ kN}$$

Otra vez,

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_b} = \frac{12.7}{(1.22)(1000)} = 0.0104 = 1.04\%$$

De la tabla 19.4, para un asentamiento normalizado de 1.04%, la carga final normalizada es aproximadamente 0.58. Así que la carga sobre la base es

$$(0.58)(q_p A_p) = (0.58)(1515) = 878.7 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la carga total es

$$Q = 204.1 + 878.7 = \mathbf{1082.8\ kN}$$

Ejemplo 19.5

En la figura 19.13 se muestra un pozo perforado. El número estándar de penetración promedio sin corregir (N_{60}) dentro de una distancia de $2D_b$ por debajo de la base del eje es de aproximadamente 30. Determine

a. La capacidad de carga última

b. La capacidad de carga de un asentamiento de 12 mm. Utilice la ecuación (19.38).

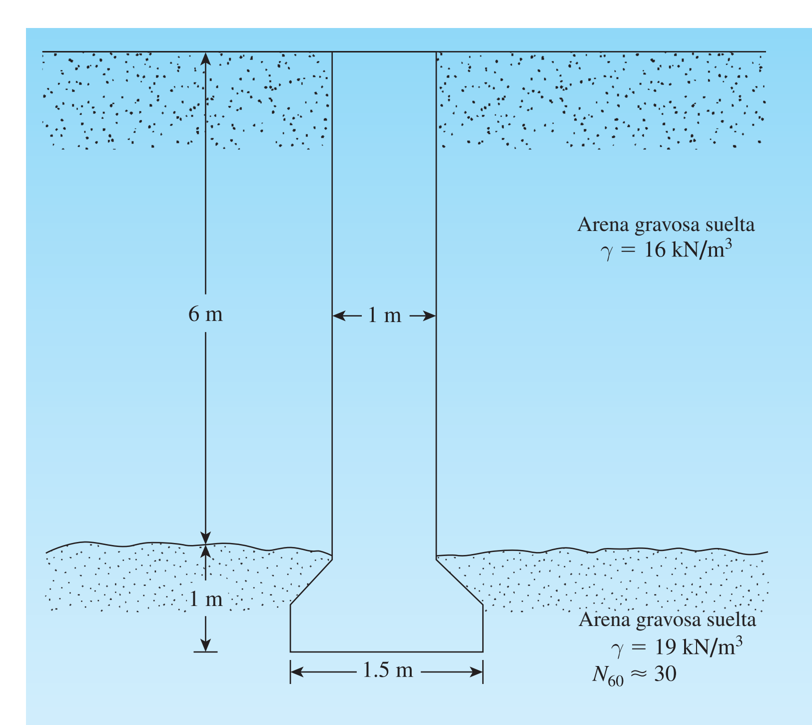


Figura 19.13 Pozo perforado soportado por una densa capa de arena gravosa

Solución

Inciso a

De las ecuaciones (19.36) y (19.38),

$$f_i = \beta\sigma'_{ozi}$$

y

$$\beta = 2.0 - 0.15z^{0.75}$$

Para este problema, $z_i = 6/2 = 3$ m, por lo tanto

$$\beta = 2 - (0.15)(3)^{0.75} = 1.658$$

y

$$\sigma'_{ozi} = \gamma z_i = (16)(3) = 48 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$f_i = (48)(1.658) = 79.58 \text{ kN/m}^2$$

y

$$\sum f_i p \Delta L_i = (79.58)(\pi \times 1)(6) = 1500 \text{ kN}$$

De la ecuación (19.40),

$$q_p = 57.5N_{60} = (57.5)(30) = 1725 \text{ kN/m}^2$$

Se debe considerar que D_b es superior a 1.27 m. Así que se utiliza la ecuación (19.41).

$$q_{pr} = \left(\frac{1.27}{D_b}\right)q_p = \left(\frac{1.27}{1.5}\right)(1725) \approx 1461 \text{ kN/m}^2$$

Ahora,

$$q_{pr}A_p = (1461)\left(\frac{\pi}{4} \times 1.5^2\right) \approx 2582 \text{ kN}$$

Por lo tanto,

$$Q_{u(\text{neta})} = q_{pr}A_p + \sum f_i p \Delta L_i = 2582 + 1500 = \mathbf{4082\ kN}$$

Inciso b

Se tiene

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_s} = \frac{12}{(1.0)(1000)} = 0.12 = 1.2\%$$

La tabla 19.5 muestra que para un asentamiento normalizado de 1.2%, la carga normalizada es de unos 0.974. Por lo tanto, la transferencia de carga lateral es (0.974)(1.500) ≈ 1461 kN. Del mismo modo,

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_b} = \frac{12}{(1.5)(1000)} = 0.008 = 0.8\%$$

La tabla 19.6 indica que para un asentamiento normalizado de 0.8%, la carga base normalizada es de aproximadamente 0.25. Así que la carga de base es (0.25)(2582) = 645.5 kN. Por lo tanto, la carga total es

$$Q = 1461 + 645.5 \approx \mathbf{2102\ kN}$$

19.9 Resumen

A continuación se presenta un resumen de los temas tratados en este capítulo:

1. Dependiendo de las condiciones del subsuelo, se pueden construir pozos perforados usando el método en seco, el método de carcasa y el método húmedo.
2. La capacidad última de carga de pozos perforados en suelos granulares puede estimarse a partir de las ecuaciones (19.4) y (19.20). Del mismo modo, para pozos en arcilla se pueden utilizar las ecuaciones (19.23) y (19.26) para la estimación de la capacidad última en arcilla (concepto $\phi = 0$).
3. El método de O'Neill y Reese (1989) es un procedimiento para la determinación de la capacidad de soporte de carga sobre la base de consideraciones de solución.

Problemas

19.1 En la figura 19.14 se muestra un pozo perforado. Para el pozo, $L_1 = 6$ m, $L_2 = 3$ m, $D_s = 1.2$ m y $D_b = 2$ m. Para el suelo, $\gamma_c = 15.6$ kN/m^3, $c_u = 35$ kN/m^2, $\gamma_s = 17.6$ kN/m^3 y $\phi = 35°$. Determine la capacidad neta rodamiento punto permisible ($FS = 3$). Utilice la ecuación (19.17).

19.2 Repita el problema 19.1 utilizando la ecuación (19.4) y $E_s = 600\ p_a$.

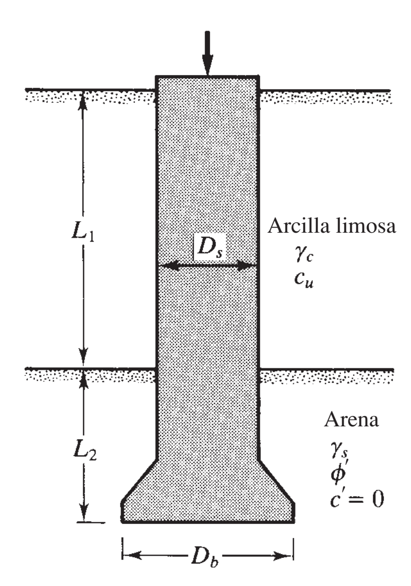


Figura 19.14

19.3 Para el pozo perforado descrito en el problema 19.1, ¿qué resistencia superficial se desarrollaría durante los primeros 6 m, que están en arcilla? Utilice las ecuaciones (19.26) y (19.28).

19.4 La figura 19.15 muestra un pozo perforado sin una campana. Aquí, $L_1 = 6$ m, $L_2 = 7$ m, $D_s = 1.5$ m, $c_{u(1)} = 50$ kN/m^2 y $c_{u(2)} = 75$ kN/m^2. Encuentre estos valores:

a. La capacidad última de carga en la punta. Utilice las ecuaciones (19.23) y (19.24)
b. La resistencia última de la superficie. Utilice las ecuaciones (19.26) y (19.28)
c. La carga de trabajo, Q_w ($FS = 3$)

19.5 Para el pozo perforado descrito en el problema 19.4, estime el asentamiento elástico total con la carga de trabajo. Utilice las ecuaciones (18.42), (18.44) y (18.45). Suponga que

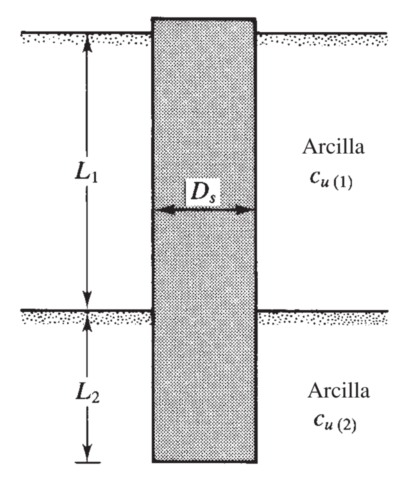


Figura 19.15

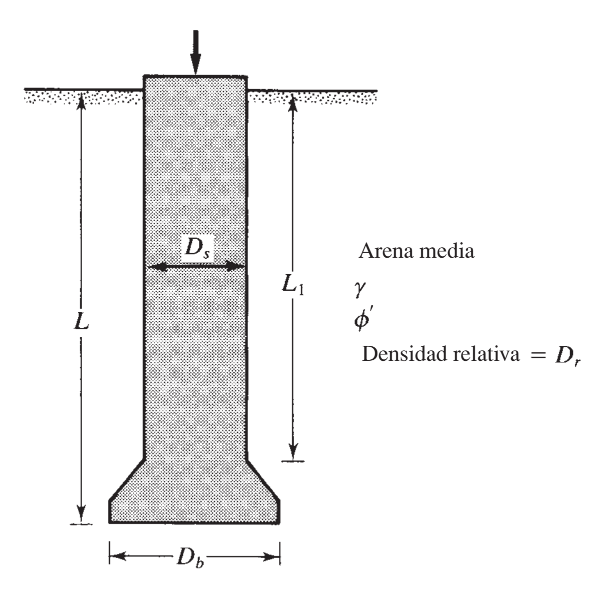


Figura 19.16

$E_p = 20 \times 10^6$ kN/m^2, $\mu_s = 0.3$, $E_s = 12 \times 10^3$ kN/m^2, $\xi = 0.65$ y $C_p = 0.03$. Asuma 80% en movilización de la resistencia de la superficie a la carga de trabajo. (Véase el inciso c del problema 19.4.)

19.6 Para el pozo perforado descrito en el problema 19.4, determine estos valores:

a. La capacidad última de carga
b. La capacidad de carga de un asentamiento de 25 mm

Utilice el procedimiento que se describe en la sección 19.8.

19.7 Consulte la figura 19.16, para la que $L = 6$ m, $L_1 = 5$ m, $D_s = 1.2$ m, $D_b = 1.7$ m, $\gamma_s = 15.7$ kN/m^3 y $\phi' = 33°$. El número de penetración estándar promedio sin corregir dentro de $2D_b$ por debajo de la base es 32. Determine estos valores:

a. La capacidad última de carga
b. La capacidad de carga de un asentamiento de 12.7 mm

Utilice el procedimiento que se describe en la sección 19.6.

Referencias

BEREZANTZEV, V. G., KHRISTOFOROV, V. S., and GOLUBKOV, V. N. (1961). "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations," *Proceedings*, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 2, 11–15.

CHEN, Y.-J., and KULHAWY, F. H. (1994). "Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts under Axial and Lateral Loading," *Final Report, Project 1493-04, EPRITR-104601*, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, December.

KULHAWY, F. H., and JACKSON, C. S. (1989). "Some Observations on Undrained Side Resistance of Drilled Shafts," *Proceedings*, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, 1011–1025.

O'Neill, M. W., and Reese, L. C. (1999). *Drilled Shafts: Construction Procedure and Design Methods*, FHWA Report No. IF-99–025.

Reese, L. C., and O'Neill, M. W. (1989). "New Design Method for Drilled Shafts from Common Soil and Rock Tests," *Proceedings*, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, 1026–1039.

Rollins, K. M., Clayton, R. J. Mikesell, R. C., and Blaise, B. C. (2005). "Drilled Shaft Side Friction in Gravelly Soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 131, No. 8, 987–1003.

APÉNDICE A

Geosintéticos

A.1 Introducción

Los geosintéticos son material polimérico no biodegradable utilizado en varios proyectos de construcción por los ingenieros geotécnicos. En general, el término *geosintéticos* incluye:

- Geotextil
- Geomalla
- Geomembrana
- Georred
- Geoespuma
- Geocompuesto

La tabla A.l proporciona una lista parcial de los materiales poliméricos utilizados para la fabricación de geosintéticos. En el capítulo l5 hemos discutido el uso de geotextiles y geomallas para la construcción de muros de contención de tierra estabilizada mecánicamente (MSE). En las secciones siguientes se da una breve descripción de varios tipos de geotextil y geomalla disponibles comercialmente junto con sus propiedades de resistencia requerida para el diseño de muros de contención.

Tabla A.1 Lista de algunos materiales poliméricos para la fabricación de geosintéticos

Material	Gravedad específica	Punto de fusión (°C)
Polietileno	0.96	110–140
Polipropileno	0.91	160–170
Poliéster	1.22–1.38	250–290
Poliamida (nylon)	1.05–1.14	210–260

A.2 Geotextil

Desde 1970, el uso de geotextil en la construcción se ha incrementado enormemente en todo el mundo. El geotextil puede ser tejido, de punto o no tejido.

Los *geotextiles tejidos* están hechos de dos conjuntos de filamentos o hebras de hilo entrelazados sistemáticamente para formar una estructura plana paralela. Los *geotextiles de punto* se forman por el empalme de una serie de lazos de uno o más filamentos o hebras de hilo para formar una estructura plana. Los *geotextiles no tejidos* se forman a partir de filamentos o fibras cortas dispuestas en un modelo orientado al azar o en una estructura plana. Estos filamentos o fibras cortas se disponen en una banda suelta en el comienzo y luego se unen mediante uno o una combinación de los siguientes procesos:

1. *Enlace químico*: por pegamento, goma, látex, un derivado de celulosa o similar
2. *Enlace térmico:* unión por calor para la fusión parcial de los filamentos
3. *Enlace mecánico*: unión por punzonado

Los geotextiles *punzonados no tejidos* son gruesos y tienen una alta permeabilidad en el plano.

Los geotextiles tienen cuatro usos principales en la ingeniería de cimentación:

1. *Drenaje:* los tejidos pueden canalizar rápidamente agua del suelo a diversos puntos de salida, proporcionando de este modo una mayor resistencia del suelo al corte y, por lo tanto, estabilidad.
2. *Filtración:* cuando se coloca entre dos capas de suelo, una de grano grueso y la otra de grano fino, el tejido permite la libre filtración de agua de una capa a la otra. Sin embargo, éste protege al suelo de grano fino de ser lavado en el suelo de grano grueso.
3. *Separación:* los geotextiles ayudan a mantener varias capas de suelo separadas después de la construcción y durante el periodo de servicio previsto de la estructura. Por ejemplo, en la construcción de carreteras un subsuelo arcilloso puede mantenerse separado de una capa de base granular.
4. *Refuerzo:* la resistencia a la tensión de los geotejidos aumenta la capacidad de soporte de carga del suelo.

La tabla A.2 proporciona un rango general de algunas propiedades de los geotextiles (Shukla, 2002).

Tabla A.2 Rango general de algunas propiedades de los geotextiles

Tipo de geotextil	Resistencia a la tensión (kN/m)	Extensión a carga máxima (%)	Masa por unidad de área (g/m^2)
No tejido			
Enlace térmico	5–25	20–60	50–380
Punzonamiento	10–90	30–80	100–3000
Tejido			
Monofilamento	20–80	20–40	200–300
Multifilamento	50–1250	10–35	300–1500
De punto			
Trama	2–5	300–600	150–300
Torcido	20–800	12–30	250–1000

La resistencia a la tensión admisible para la construcción de un muro de contención se puede expresar como (Koerner, 2005)

$$T_{adm} = \frac{T_{últ}}{RF_{id} \times RF_{cr} \times RF_{cbd}} \tag{A.1}$$

donde

$T_{últ}$ = resistencia a la tensión
RF_{id} = factor de reducción de los daños de instalación
RF_{cr} = factor de reducción de la fluencia
RF_{cbd} = factor de reducción de la degradación química y biológica

Los valores recomendados del factor de reducción son los siguientes (Koerner, 2005)

RF_{id}	1.1–2.0
RF_{cr}	2–4
RF_{cbd}	1–1.5

Además, el ángulo de fricción entre el geotextil y la interfaz de suelo granular (ϕ'_F) se puede aproximar a partir de la siguiente tabla (Martin *et al.,* 1984)

Tipo de geotextil	ϕ'_F/ϕ'
Tejido: monofilamento/arena concreta	0.87
Tejido: película de rendijas/arena concreta	0.8
Tejido: película de rendijas/arena redondeada	0.86
Tejido: película de rendijas/arena limosa	0.92
No tejido: enlace fundido/arena concreta	0.87
No tejido: punzonado/arena concreta	1.0
No tejido: punzonado/arena redondeada	0.93
No tejido: punzonado/arena limosa	0.91

Nota: ϕ' es el ángulo de fricción del suelo granular

A.3 Geomalla

Las *geomallas* son materiales poliméricos de alto módulo, como el polipropileno y el polietileno, y se preparan mediante estiramiento. Netlon, Ltd., del Reino Unido, fue el primer productor de geomallas. En 1982, el Tensar Corporation, actualmente Tensar International Corporation, presentó las geomallas en Estados Unidos.

Las geomallas son generalmente de dos tipos: (a) uniaxial y (b) biaxial. Las figuras A.1a y b muestran estos dos tipos de geomallas.

Las geomallas disponibles en el mercado pueden clasificarse según el proceso de fabricación, principalmente: extrusión, tejido y por soldadura. Las geomallas extruidas se forman utilizando una hoja gruesa de polietileno o polipropileno que se perfora y se estira para crear aberturas y mejorar las propiedades de ingeniería de las costillas y los nodos resultantes. Las geomallas tejidas se fabrican mediante agrupación polimérica, generalmente poliéster y polipropileno, y tejiendo en ellas un patrón de malla que se recubre con una laca polimérica. Las geomallas soldadas se fabrican por la fusión de las uniones de bandas poliméricas. Las

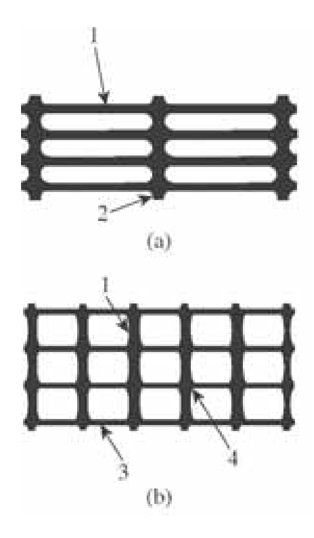


Figura A.1 Geomallas: (a) uniaxial; (b) biaxial (*Nota:* 1, costilla longitudinal; 2, barra transversal; 3, costilla transversal; 4, unión)

geomallas extruidas han mostrado un buen rendimiento en comparación con otros tipos para aplicaciones de refuerzo de pavimento.

Las geomallas comerciales actualmente disponibles para refuerzo de suelos tienen espesores de costilla nominal de aproximadamente 0.5 a 1.5 mm y uniones de entre 2.5 a 5 mm. Las mallas utilizadas para el refuerzo del suelo por lo general tienen orificios o aberturas que son rectangulares o elípticas. Las dimensiones de las aberturas varían de aproximadamente 25 a 150 mm. Las geomallas se fabrican de modo que las áreas abiertas de las rejillas sean mayores que 50% de la superficie total. Desarrollan refuerzo de la capacidad a niveles bajos de deformación, como 2%.

La función principal de las geomallas es el *refuerzo*. Son relativamente rígidas. Las aberturas son lo suficientemente grandes para permitir el entrelazado con el suelo o la roca circundante (figura A.2) para realizar la función de refuerzo o de segregación (o ambas). Sarsby (1985) investigó la influencia del tamaño de la abertura sobre el tamaño de partículas de suelo para la eficiencia

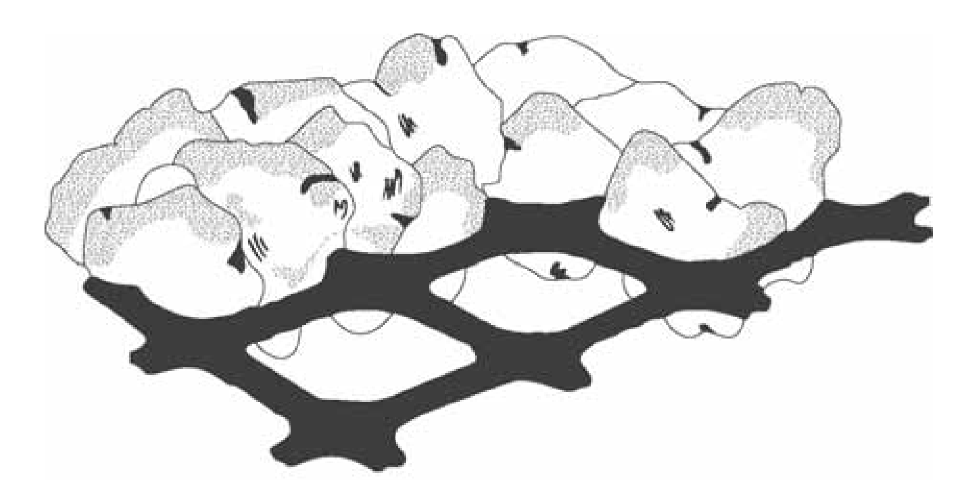


Figura A.2 Aberturas de geomalla permitiendo el entrelazado con el suelo circundante

Tabla A.3 Rango general de algunas propiedades de la geomalla

Tipo de geomalla	Resistencia a la tensión (kN/m)	Extensión a carga máxima (%)	Masa por unidad de área (g/m^2)
Extruida	10–200	20–30	200–1200
Base textil			
De punto	20–400	5–20	150–1200
Tejida	20–250	5–20	150–1000

de fricción máxima (o eficiencia contra la retirada). De acuerdo con este estudio, la eficiencia más alta se produce cuando

$$B_{GG} > 3.5D_{50} \tag{A.2}$$

donde

B_{GG} = anchura mínima de abertura de la geomalla
D_{50} = tamaño de partícula a través del cual pasa el 50% del material de relleno (es decir, el tamaño de partícula mediana)

La tabla A.3 proporciona el rango de algunas propiedades de la geomalla (Shukla, 2002).

La resistencia a la tensión admisible T_{adm} de la geomalla para construcción de muros se puede dar como (Koerner, 2005)

$$T_{\text{adm}} = \frac{T_{\text{últ}}}{RF_{\text{id}} \times RF_{\text{cr}} \times RF_{\text{cbd}}} \tag{A.3}$$

donde

$T_{\text{últ}}$ = resistencia última a la tensión
RF_{id} = factor de reducción de daños por instalación (1.1 a 1.4)
RF_{cr} = factor de reducción de la fluencia (2.0 a 3.0)
RF_{cbd} = factor de reducción de la degradación química y biológica (1.1 a 1.5)

Referencias

Koerner, R. M. (2005). *Designing with Geosynthetics*, 5th Edition, Prentice-Hall, New Jersey.

Martin, J. P., Koerner, R. M., and Whitty, J. E. (1984). "Experimental Friction Evaluation of Slippage between Geomembranes, Geotextiles, and Soils," *Proceedings*, International Conference on Geomechanics, Denver, 191–196.

Sarsby, R. W. (1985). "The Influence of Aperture Size/Particle Size on the Efficiency of Grid Reinforcement," *Proceedings*, 2nd Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes, Edmonton, 7–12.

Shukla, S. K. (2002). *Geosynthetics and Their Applications*, Thomas Telford, London.

Respuestas a problemas seleccionados

Capítulo 2

2.1 **b.** $D_{60} = 0.4$ mm, $D_{30} = 0.22$ mm, $D_{10} = 0.12$ mm
c. 3.33
d. 1.01

2.3 $C_u = 7.54$, $C_c = 1.55$

2.5 **b.** $D_{60} = 0.3$ mm, $D_{30} = 0.17$ mm, $D_{10} = 0.11$ mm
c. 2.73
d. 0.88

2.7 Grava–0%; Arena–46%; Limo–31%; Arcilla–23%

2.9 0.0052 mm

Capítulo 3

3.1 **a.** 114%
b. 1778 kg/m^3
c. 1559.75 kg/m^3
d. 0.718
e. 0.418

3.3 **a.** 18.07 kN/m^3
b. 16.28 kN/m^3
c. 0.626
d. 0.385
e. 47.4%
f. 0.001 m^3

3.5 **a.** 0.69 **b.** 2.16 **c.** 16.54 kN/m^3

3.7 **a.** 1.37 kN/m^3
b. 2.14 kN/m^3

3.9 18.88%

3.11 **a.** 0.81 **b.** 2.66

3.15 17.13 kN/m^3

3.17 17.28%

Capítulo 4

4.1

Suelo	Clasificación
1	A-2-4(0)
2	A-6(1)
3	A-4(0)
4	A-6(9)
5	A-7-5(18)
6	A-6(7)
7	A-7-5(29)
8	A-7-6(13)
9	A-6(6)
10	A-2-6(0)

Capítulo 5

5.1

w (%)	γ_{zav}(kN/m^3)
5	23.72
8	22.22
10	21.16
12	20.29
15	19.10

5.3 $e = 0.358$, $S = 94\%$

5.5 89.9%

5.7 *B*

5.9 **a.** 18.6 kN/m^3

b. 97.9%

5.11 49.1%

Capítulo 6

6.1 9.8×10^{-3} m^3/hr/m

6.3 1.18×10^{-2} cm/s

6.5 $h = 43.03$ cm, $v = 0.0212$ cm/s

6.7 8.54×10^{-15} m^2

6.9 5.67×10^{-2} cm/s

6.11 0.0108 cm/s

6.13 3.32

Capítulo 7

7.1 17.06×10^{-6} m^3/m/s

7.3 2.42×10^{-5} m^3/m/s

Capítulo 8

8.1

	kN/m^2		
Punto	σ	u	σ'
A	0	0	0
B	26.4	0	26.4
C	60.93	17.95	42.98
D	108.88	41.89	66.99

8.3

	kN/m²		
Punto	σ	u	σ'
A	0	0	0
B	45	0	45
C	109	39.24	69.76
D	199	88.29	110.71

8.5

	kN/m²		
Punto	σ	u	σ'
A	0	0	0
B	65	0	65
C	126.95	29.43	97.52
D	153.94	44.15	109.79

8.7 5.89 kN/m³

8.9

e	i_{cr}
0.35	1.23
0.45	1.14
0.55	1.07
0.7	0.98
0.8	0.92

8.11 0.06 kN/m²

8.13

x (m)	$\Delta\sigma$ (kN/m²)
0	7.16
±2	4.58
±4	1.79
±6	0.678
±8	0.286
±10	0.136

8.15 92.37 kN/m²
8.17 106.24 kN/m²

Capítulo 9

9.1 **b.** 47 kN/m²
c. 0.133
9.3 **a.** 168.06 mm
b. 86.8 mm
9.5 0.596
9.7 90.87 mm
9.9 22.14 días
9.11 3.84×10^{-8} m/mín
9.13 400.9 s
9.15 18.2 mm

Capítulo 10

10.1 0.739 kN
10.3 0.2 kN
10.5 473.5 kN/m^2
10.7 78 kN/m^2
10.9 32.1°
10.11 **a.** 19.45°
b. 35.27°
c. 130.12 kN/m^2
10.13 $\phi' = 26°$, $c' = 17.18$ kN/m^2
10.15 $\phi' = 18°$, $\phi' = 29.8°$
10.17 237.9 kN/m^2
10.19 91 kN/m^2

Capítulo 11

11.1 $S_N = 18$, bien clasificada
11.3 **a.** 159 mm
b. 12.05 meses
c. = 93.8 kN/m^2
11.5 24%

11.7

Tiempo (años)	$U_{r,v}$
0.2	0.615
0.4	0.829
0.8	0.964
0.10	0.984

Capítulo 12

12.1 8.96%
12.3 50.4 kN/m^2

12.5

Profundidad (m)	$(N_1)_{60}$
1.5	17
3.0	12
4.5	13
6.0	11
7.5	14

12.7 35°
12.9 **a.** 18.9 kN/m^2
b. 14.08 kN/m^2
c. 14.88 kN/m^2
12.11 **a.** 46.5 kN/m^2
b. 3.37
12.13 **a.** 0.65 **b.** 1.37
c. 2131 kN/m^2

12.15 $v_1 = 492$ m/s, $v_2 = 1390$ m/s
$v_3 = 3390$ m/s, $Z_1 = 2.6$ m
$Z_2 = 7.24$ m

Capítulo 13

13.1 **a.** 5.58 m
b. 1.207
c. 0.77 m
13.3 0.86
13.5 31.53 m
13.7 7.92 m
13.9 3.4 m
13.11 3.86 m
13.13 27.5 kN/m^2
13.15

Parte	H_{cr} (m)
a	48
c	39.7
d	26.6

13.17 **a.** 1.46
b. 1.42
13.19 0.96

Capítulo 14

14.1

Parte	P_a (kN/m)	$\bar{z}$ (m)
a	281.55	2.33
b	153.58	2.03

14.3

Parte	P_p (kN/m)	σ'_p (kN/m^2)
a	169.6	138.5
b	593.3	296.8

14.5 **a.** @ $z = 0$ m, $\sigma_a = -33.6$ kN/m^2 @ $z = 6$ m, $\sigma_a = 80.4$ kN/m^2
b. 1.77 m
c. 140.4 kN/m
d. 170 kN/m
14.7 10.02 kN/m
14.9 **a.** 85.39 kN/m
b. 79.6 kN/m
c. 80.32 kN/m

Capítulo 15

15.1 $FS_{(vuelco)} = 3.41$, $FS_{(deslizamiento)} = 1.5$
$FS_{(carga)} = 5.4$
15.3 $FS_{(vuelco)} = 2.81$
$FS_{(deslizamiento)} = 1.56$, $FS_{(carga)} = 3.22$

15.5 $FS_{(vuelco)} = 2.79$
$FS_{(deslizamiento)} = 1.66$
15.7 **a.** 24.42 **b.** 4.48 **c.** 11.14
15.9 $FS_{(vuelco)} = 3.43$
$FS_{(deslizamiento)} = 1.35$
$FS_{(carga)} = 9.79$
15.11 **a.** $2.2 \times 10^{-4} m^3/m$
b. $0.74 \times 10^{-3}\ m^3/m$
15.13 **a.** $\gamma_a = 17.07\ kN/m^3$
$c_{av} = 20.64\ kN/m^2$
b. $30.73\ kN/m^2$
15.15 3.5

Capítulo 16

16.1 **a.** $252.6\ kN/m^2$ **b.** $176.8\ kN/m^2$ **c.** $280\ kN/m^2$
16.3 **a.** $267.4\ kN/m^2$ **b.** $184.7\ kN/m^2$ **c.** $368.8\ kN/m^2$
16.5 5760 kN
16.7 377.8 kN
16.9 455.9 kN
16.11 $792.35\ kN/m^2$
16.13 6.3 m

Capítulo 17

17.1 45.8 mm
17.3 13.2 mm
17.5 14.3 mm
17.7 77.8 mm
17.9 2.1 m

Capítulo 18

18.1 **a.** 201.2 kN
b. 718.77 kN
18.3 **a.** 1655 kN **b.** 945.7 kN **c.** 650 kN
18.5 393 kN
18.7 **a.** 1077 kN **b.** 1320 kN **c.** 947 kN
18.9 15.87 mm
18.11 993.3 kN
18.13 171.2 kN
18.15 5830 kN

Capítulo 19

19.1 9911 kN
19.3 316.7 kN
19.5 9.54 mm
19.7 **a.** 5000 kN
b. 1852 kN

ÍNDICE

A

B

C

M

N

P

R

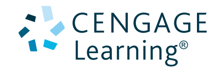
FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA es una combinación concisa de los componentes esenciales de los principales textos de Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica y Principios de Ingeniería de Cimentaciones. El texto incluye los conceptos fundamentales de mecánica de suelos, así como técnicas de cimentación sin estar lleno de detalles y alternativas excesivos. Esta obra cuenta con una gran cantidad de ejemplos prácticos, así como figuras para ayudar a lots estudiantes con la teoría y las habilidades de resolución de problemas. Das mantiene el delicado equilibrio de la investigación actual y prácticas aplicaciones de campo que ha hecho de sus libros líderes en esta área.

Esta cuarta edición se ha revisado y elaborado en base a los comentarios recibidos de varios revisores y usuarios sin necesidad de cambiar la filosofía en la que el texto se redactó originalmente. Al igual que en las ediciones anteriores, las unidades SI se utilizan en todo el texto. Esta edición consiste de 19 capítulos y un apéndice.

Entre los principales cambios respecto a la tercera edición se incluyen los siguientes:

- En el capítulo 2 sobre "Origen de los depósitos de suelo:, tamaño y forma del grano", se ha añadido el proceso de la formación de diversos tipos de rocas (es decir, el ciclo de las rocas).
- "Exploración del subsuelo" (capítulo 12) se ha colocado antes del capítulo sobre "Estabilidad de taludes" (capítulo 13). Se ha añadido una sección sobre exploración geofísica al capítulo 12.
- El capítulo 15 sobre "Muros de contención y cortes apuntalados" se presenta ahora antes del capítulo sobre "Cimentaciones poco profundas" (capítulo 16).
- Se ha añadido un nuevo apéndice sobre "Geosintéticos", introduciendo en primer lugar a los lectores al geotextil y la geomalla en su relación con la construcción de muros de contención de tierra estabilizada mecánicamente (MSE).





Visite nuestro sitio en http://latinoamerica.cengage.com